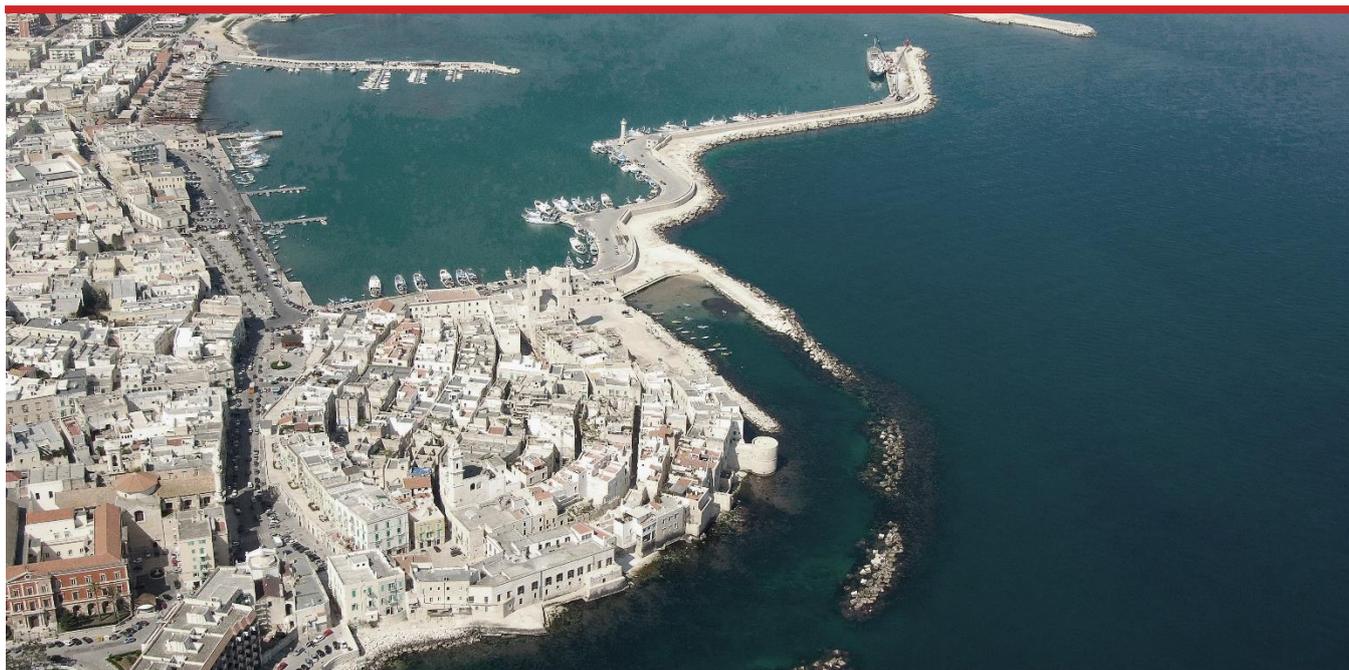




# COMUNE DI MOLFETTA

Città Metropolitana di Bari

Via Martiri di Via Fani, 2/b, 70056 Molfetta - BA



## REALIZZAZIONE E GESTIONE DI UN PROGETTO INTEGRATO DI SISTEMI E SERVIZI TECNOLOGICI PER LA CITTÀ INTELLIGENTE PER IL COMUNE DI MOLFETTA

*Il Committente:*

**COMUNE DI MOLFETTA**

Via Martiri di Via Fani, 2/b, 70056 Molfetta - BA

*Responsabile Unico del Procedimento*

Ing. Alessandro Binetti

*Il Concessionario:*

**Melficta Intelligentes s.r.l.**

Via Sassanelli n. 42 – 70124 Bari –

P. IVA 08473960725

Pec: [melfictaintelligentes@legalmail.it](mailto:melfictaintelligentes@legalmail.it)



*Il Procuratore*

Vito Moramarco

*Le Imprese Esecutrici:*



**CREASYS S.r.l.**  
Piazza Albania  
00153 Roma RM



**Coopservice s.coop.p.A**  
Via Rochdale, 5  
42122 Reggio Emilia

*La Progettazione*



**Team di Progettazione**

Ing. Federica Fazio  
Ing. Mariabruna Cosola  
Ing. Anna Savino  
Ing. Orazio Milano  
Arch. Pasqua Ilaria Ruospo  
Arch. Nicola Sarcina  
Arch. Eleonora Capobianco

Ing. Giulio Madaro

Ing. Pierpaolo Madaro

## PROGETTO ESECUTIVO

*Descrizione:*

**IMPIANTO DI PUBBLICA ILLUMINAZIONE**

*Relazione specialistica strutture*

TAV. **R04\_01**

SCALA **-**

DATA: **LUGLIO 2022**



## COMUNE DI MOLFETTA

Città Metropolitana di Bari  
Via Martiri di Via Fani, n.2/b - 70056 Molfetta - BA

### REALIZZAZIONE E GESTIONE DI UN PROGETTO INTEGRATO DI SISTEMI E SERVIZI TECNOLOGICI PER LA CITTÀ INTELLIGENTE PER IL COMUNE DI MOLFETTA

## Sommario

<b>1</b>	<b>PREMESSE</b>	<b>9</b>
<b>2</b>	<b>DESCRIZIONE DELL' OPERA – PALO 9 M FT</b>	<b>9</b>
2.1	<i>Normativa di riferimento</i>	9
2.2	<i>Caratteristiche dei materiali</i>	9
2.3	<i>Azioni di progetto</i>	10
2.4	<i>Carichi permanenti</i>	10
2.5	<i>Azioni del vento</i>	10
2.6	<i>Valutazione della velocità e della pressione del vento</i>	11
2.7	<i>Determinazione dell'azione del vento sul faro</i>	12
2.8	<i>Valutazione dell'azione distribuita del vento lungo lo sviluppo del palo</i>	12
2.9	<i>Azione sismica</i>	13
2.10	<i>Pericolosità sismica di base</i>	14
2.11	<i>Verifiche di sicurezza</i>	16
2.12	<i>Verifiche di sicurezza per carichi non sismici</i>	16
2.13	<i>Azioni di calcolo</i>	16
2.14	<i>Verifiche Palo</i>	17
2.15	<i>Verifica a flessione</i>	17
2.16	<i>Verifica sismica</i>	17
2.17	<i>Combinazioni per le verifiche allo stato limite ultimo</i>	18
2.18	<i>Plinto di fondazione</i>	19
2.19	<i>Verifica al ribaltamento</i>	20
2.20	<i>Verifica allo scorrimento</i>	20



2.21	Verifica della capacità portante.....	21
2.22	Verifiche di sicurezza in condizioni sismiche .....	24
2.23	Combinazione dell'azione sismica con le altre azioni .....	24
2.24	Verifiche palo .....	24
2.25	Verifica a flessione .....	25
2.26	Plinto di fondazione.....	25
2.27	Verifica al ribaltamento .....	25
2.28	Verifica allo scorrimento .....	26
2.29	Verifica della capacità portante.....	27
<b>3</b>	<b>DESCRIZIONE DELL'OPERA - PALO 8,920 M FT (SBRACCIO 1,20 M).....</b>	<b>28</b>
3.1	Normativa di riferimento .....	28
3.2	Azioni di progetto.....	28
3.3	Carichi permanenti.....	29
3.4	Azioni del vento.....	29
3.5	Valutazione della velocità e della pressione del vento .....	29
3.6	Valutazione dell'azione concentrata del vento sulla sommità del palo .....	30
3.7	Valutazione dell'azione distribuita del vento lungo lo sviluppo del palo.....	30
3.8	Azione sismica.....	31
3.9	Verifiche di sicurezza.....	31
3.10	Verifiche di sicurezza per carichi non sismici .....	31
3.11	Verifiche di sicurezza in condizioni sismiche .....	34
<b>4</b>	<b>DESCRIZIONE DELL'OPERA - PALO 10 M FT (SBRACCIO 1,0 M). .....</b>	<b>36</b>
4.1	Normativa di riferimento .....	37
4.2	azioni di progetto .....	37
4.3	Carichi permanenti.....	37
4.4	Azioni del vento.....	37
4.5	Valutazione della velocità e della pressione del vento .....	37
4.6	Valutazione dell'azione concentrata del vento sulla sommità del palo .....	38
4.7	Valutazione dell'azione distribuita del vento lungo lo sviluppo del palo.....	38



4.8	Azione sismica .....	39
4.9	Verifiche di sicurezza .....	40
4.10	Verifiche di sicurezza per carichi non sismici .....	40
4.11	Verifiche di sicurezza in condizioni sismiche .....	43
<b>5</b>	<b>DESCRIZIONE DELL'OPERA - PALO 10 M FT (SBRACCIO 2,0 M).</b> .....	<b>45</b>
5.1	Normativa di riferimento .....	45
5.2	Azioni di progetto .....	45
5.3	Carichi permanenti .....	45
5.4	Azioni del vento .....	46
5.5	Valutazione della velocità e della pressione del vento .....	46
5.6	Valutazione dell'azione concentrata del vento sulla sommità del palo .....	46
5.7	Valutazione dell'azione distribuita del vento lungo lo sviluppo del palo .....	47
5.8	Azione sismica .....	47
5.9	verifiche di sicurezza .....	48
5.10	Verifiche di sicurezza per carichi non sismici .....	48
5.11	Verifiche di sicurezza in condizioni sismiche .....	51
<b>6</b>	<b>DESCRIZIONE DELL'OPERA - PALO 10 M FT</b> .....	<b>53</b>
6.1	Normativa di riferimento .....	53
6.2	Azioni di progetto .....	54
6.3	Carichi permanenti .....	54
6.4	Azioni del vento .....	54
6.5	Valutazione della velocità e della pressione del vento .....	54
6.6	Valutazione dell'azione concentrata del vento sulla sommità del palo .....	55
6.7	Valutazione dell'azione distribuita del vento lungo lo sviluppo del palo .....	55
6.8	Azione sismica .....	56
6.9	verifiche di sicurezza .....	56
6.10	Verifiche di sicurezza per carichi non sismici .....	57
6.11	Verifiche di sicurezza in condizioni sismiche .....	59
<b>7</b>	<b>DESCRIZIONE DELL'OPERA - PALO 12 M FT</b> .....	<b>61</b>



7.1	Normativa di riferimento .....	62
7.2	Caratteristiche dei materiali .....	62
7.3	Azioni di progetto.....	62
7.4	Carichi permanenti.....	62
7.5	Azioni del vento.....	63
7.6	Valutazione della velocità e della pressione del vento .....	63
7.7	Determinazione dell'azione del vento sul faro.....	64
7.8	Valutazione dell'azione distribuita del vento lungo lo sviluppo del palo.....	65
7.9	Azione sismica.....	66
7.10	Pericolosità sismica di base.....	67
7.11	Verifiche di sicurezza.....	68
7.12	Verifiche di sicurezza per carichi non sismici .....	68
7.13	Azioni di calcolo.....	68
7.14	Verifiche .....	69
7.15	Verifica a flessione .....	69
7.16	Verifica sismica.....	70
7.17	Combinazioni per le verifiche allo stato limite ultimo.....	70
7.18	Plinto di fondazione.....	72
7.19	Verifica al ribaltamento .....	72
7.20	Verifica allo scorrimento .....	72
7.21	Verifica della capacità portante.....	73
7.22	Verifiche di sicurezza in condizioni sismiche .....	76
7.23	Combinazione dell'azione sismica con le altre azioni .....	76
7.24	Verifiche .....	76
7.25	Verifica a flessione .....	76
7.26	Plinto di fondazione.....	77
7.27	Verifica al ribaltamento .....	77
7.28	Verifica allo scorrimento .....	78
7.29	Verifica della capacità portante.....	78

**8 DESCRIZIONE DELL'OPERA - PALO 4 M FT. .... 80**



8.1	Normativa di riferimento .....	80
8.2	Caratteristica dei materiali .....	80
8.3	Azioni di progetto .....	81
8.4	Carichi permanenti .....	81
8.5	Azioni del vento .....	81
8.6	Valutazione della velocità e della pressione del vento .....	81
8.7	Determinazione dell'azione del vento sul faro .....	83
8.8	Valutazione dell'azione distribuita del vento lungo lo sviluppo del palo .....	83
8.9	Determinazione dell'azione del vento lungo lo sviluppo del palo .....	84
8.10	Azione sismica .....	84
8.11	Pericolosità sismica di base .....	85
8.12	Verifiche di sicurezza .....	87
8.13	Verifiche di sicurezza per carichi non sismici .....	87
8.14	Azioni di calcolo .....	87
8.15	Verifiche .....	88
8.16	Verifica a flessione .....	88
8.17	Verifica sismica .....	88
8.18	Combinazioni per le verifiche allo stato limite ultimo .....	89
8.19	Plinto di fondazione .....	90
8.20	Verifica al ribaltamento .....	91
8.21	Verifica allo scorrimento .....	91
8.22	Verifica della capacità portante .....	92
8.23	Verifiche di sicurezza in condizioni sismiche .....	95
8.24	Combinazione dell'azione sismica con le altre azioni .....	95
8.25	Verifiche .....	95
8.26	Verifica a flessione .....	95
8.27	Plinto di fondazione .....	96
8.28	Verifica al ribaltamento .....	96
8.29	Verifica allo scorrimento .....	97
8.30	Verifica della capacità portante .....	97



<b>9</b>	<b>DESCRIZIONE DELL'OPERA – PALO DA 10,39 M FT.....</b>	<b>99</b>
9.1	<i>Normativa di riferimento .....</i>	99
9.2	<i>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....</i>	99
9.3	<i>Azioni di progetto.....</i>	100
9.4	<i>Carichi permanenti.....</i>	100
9.5	<i>Azioni del vento.....</i>	100
9.6	<i>Valutazione della velocità e della pressione del vento .....</i>	100
9.7	<i>Determinazione dell'azione del vento sul faro.....</i>	102
9.8	<i>Valutazione dell'azione distribuita del vento lungo lo sviluppo del palo.....</i>	102
9.9	<i>Azione sismica .....</i>	103
9.10	<i>Pericolosità sismica di base.....</i>	104
9.11	<i>Verifiche di sicurezza .....</i>	106
9.12	<i>Verifiche di sicurezza per carichi non sismici .....</i>	106
9.13	<i>Azioni di calcolo.....</i>	106
9.14	<i>Verifiche .....</i>	107
9.15	<i>Verifica a flessione .....</i>	107
9.16	<i>Verifica sismica.....</i>	107
9.17	<i>Combinazioni per le verifiche allo stato limite ultimo.....</i>	108
9.18	<i>Plinto di fondazione.....</i>	109
9.19	<i>Verifica al ribaltamento .....</i>	110
9.20	<i>Verifica allo scorrimento .....</i>	110
9.21	<i>Verifica della capacità portante.....</i>	111
9.22	<i>Verifiche di sicurezza in condizioni sismiche .....</i>	114
9.23	<i>Combinazione dell'azione sismica con le altre azioni .....</i>	114
9.24	<i>Verifiche .....</i>	114
9.25	<i>Verifica a flessione .....</i>	114
9.26	<i>Plinto di fondazione.....</i>	115
9.27	<i>Verifica al ribaltamento .....</i>	115
9.28	<i>Verifica allo scorrimento .....</i>	116
9.29	<i>Verifica della capacità portante.....</i>	117



<b>10</b>	<b>CALCOLO PLINTI IN C.A.</b>	<b>118</b>
10.1	Normative	118
10.2	Descrizione del programma Sismicad	118
10.3	Schematizzazione strutturale e criteri di calcolo delle sollecitazioni	119
10.4	Verifiche delle membrature in cemento armato	120
10.5	Descrizione dell'hardware	121
10.6	Dati generali	121
10.7	Materiali	121
10.8	Curve di materiali c.a.	121
10.9	Armature	123
10.10	Acciai	123
10.11	Proprietà acciai base	123
10.12	Proprietà acciai CNR 10011	124
10.13	Proprietà acciai CNR 10022	124
10.14	Proprietà acciai EC3	124
10.15	Sezioni	125
10.16	Sezioni in acciaio	125
10.17	Profili singoli in acciaio	125
10.18	Caratteristiche inerziali sezioni in acciaio	125
10.19	Caratteristiche inerziali momenti sezioni in acciaio	126
<b>11</b>	<b>FONDAZIONI</b>	<b>126</b>
11.1	Plinti superficiali rettangolari	126
11.2	Terreni	127
11.3	Dati di definizione	127
11.4	Preferenze di analisi	127
11.5	Preferenze di verifica	128
11.6	Preferenze FEM	128
11.7	Moltiplicatori inerziali	129
11.8	Preferenze di analisi non lineare FEM	129
11.9	Preferenze di analisi carichi superficiali	129



---

11.10	Preferenze del suolo.....	130
<b>12</b>	<b>AZIONI E CARICHI.....</b>	<b>130</b>
12.1	Azione del vento.....	131
12.2	Azione della neve.....	131
12.3	Condizioni elementari di carico.....	132
12.4	Combinazioni di carico.....	133
12.5	Definizioni di carichi concentrati.....	135
<b>13</b>	<b>SONDAGGI DEL SITO.....</b>	<b>135</b>
<b>14</b>	<b>ELEMENTI DI INPUT.....</b>	<b>137</b>
14.1	Fili fissi di piano.....	137
14.2	Colonne in acciaio.....	137
<b>15</b>	<b>LINTI SUPERFICIALI.....</b>	<b>137</b>
15.1	Fondazioni di plinti superficiali.....	137
15.2	Plinti superficiali di piano.....	138
<b>16</b>	<b>CARICHI CONCENTRATI.....</b>	<b>138</b>
16.1	Carichi concentrati di piano.....	138
<b>17</b>	<b>PLINTO 80x80x80.....</b>	<b>138</b>
<b>18</b>	<b>PLINTO 120x120x100.....</b>	<b>143</b>
<b>19</b>	<b>PLINTO 100x100x100.....</b>	<b>147</b>
<b>20</b>	<b>POZZETTI PREFABBRICATI 40X40X40 CM sp: 10 cm.....</b>	<b>151</b>
20.1	SPINTA MASSIMA AMMISSIBILE SUL POZZETTO.....	151
20.2	CALCOLO SPINTA ATTIVA MEDIA SULLE FIANCATE DEL POZZETTO.....	153



## PROGETTO ESECUTIVO

### RELAZIONE SPECIALISTICA STRUTTURE

#### **1 PREMESSE**

La presente relazione di calcolo riguarda la struttura di fondazione costituita da un plinto in calcestruzzo e dal palo di sostegno delle armature stradali.

L'analisi è stata condotta mediante software di calcolo Sismicad 12.13 e dato che trattasi di struttura simmetrica e regolare in pianta e altezza i criteri di analisi adottati sono del tipo statico e lineare.

#### **2 DESCRIZIONE DELL' OPERA – PALO 9 M FT**

Le verifiche di seguito riportate riguardano un palo conico diritto in acciaio S235JR di sezione tubolare variabile, di altezza complessiva, dal piano di fondazione, di 9,00 m e il relativo plinto di fondazione; la sezione trasversale alla base ha diametro esterno pari a circa 15,80 cm, mentre in sommità è di 6,00 cm. Lo spessore delle pareti è di 3 mm. In sommità il palo presenta due armature del peso di circa 7,00 kg cadauna. La struttura di fondazione è un plinto in c.a. prefabbricato di forma prismatica ossia a base quadrata di lati 1,00 m ed altezza pari a 1,00 m.

##### **2.1 Normativa di riferimento**

Tale struttura è stata dimensionata secondo quanto stabilito dal D.M. 17/01/2018 “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni” e dalla Circolare 21 Gennaio 2019 n. 7 C.S.LL.PP.

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

##### **2.2 Caratteristiche dei materiali**

I materiali presenti in progetto rispettano le caratteristiche meccaniche e di resistenza riportate in seguito:

- LEGANTI: Idraulici, previsti dalla Legge 26/05/1965, n. 595 e norme armonizzate della serie EN 197
- AGGREGATI: Conformi alla parte armonizzata della norma europea UNI EN 12620
- ADDITIVI: Conformi alla parte armonizzata della norma europea EN 934-2
- ACQUA: Conforme alla norma UNI EN 1008
- ACCIAIO PER ARMATURA: B450C
- ACCIAIO PER PALO: S235JR

Il conglomerato cementizio da impiegarsi nelle strutture dei lavori in epigrafe sarà dosato in modo tale da garantire una classe C25/30. Le altre caratteristiche del conglomerato cementizio, conformi



alla norma EN 206, sono riportate di seguito:

CLASSE DI ESPOSIZIONE: XC2

- COPRIFERRO MINIMO: 30 mm
- RAPPORTO ACQUA CEMENTO: < 0,60
- CLASSE DI CONSISTENZA DEL CALCESTRUZZO S4
- AGGREGATI D < 30 mm
- CONTENUTO DI CEMENTO > 300 daN/m<sup>3</sup>

Circa le altre prescrizioni esecutive si richiamano le disposizioni di cui al D.M.17/01/2018.

**2.3 Azioni di progetto**

Le azioni di progetto prese in conto per la verifica dell'opera in oggetto sono:

- carichi permanenti (pesi propri dei materiali strutturali, carichi permanenti non strutturali)
- azione del vento
- azione sismica

Di seguito si riportano in dettaglio le azioni considerate.

**2.4 Carichi permanenti**

I carichi permanenti da considerare nelle verifiche di resistenza e stabilità sono rappresentati dai pesi propri degli elementi strutturali e non strutturali.

**2.5 Azioni del vento**

Il vento esercita una duplice azione sull'elemento in esame:

- un'azione concentrata, agente sulla sommità del palo, causata dalla pressione esercitata dal vento sull'apparecchio illuminante;
- un'azione distribuita, agente lungo tutto lo sviluppo del palo, causata dalla pressione esercitata dal vento sulla superficie del palo stesso.

Per determinare l'entità delle due azioni suddette si è fatto riferimento alle norme CNR-DT207/2008 "Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni". In particolare, il calcolo è stato effettuato secondo i punti seguenti:

- valutazione della velocità e della pressione cinetica del vento (par. 3.2 della norma di riferimento);
- valutazione dell'azione concentrata del vento sulla sommità del palo (par. 3.3.3 e G.7/Allegato G della norma di riferimento);

- valutazione dell'azione distribuita del vento lungo lo sviluppo del palo (par. 3.3.4 e G.10/Allegato G della norma di riferimento).

## 2.6 Valutazione della velocità e della pressione del vento

Il primo passo è stato quello di determinare la velocità base di riferimento ( $v_b$ ) in funzione della posizione geografica e dell'altitudine sul livello del mare del sito di costruzione. In particolare, il sito ricade in zona 3 ed ha un'altitudine di 18 m s.l.m.

Successivamente, è stata definita la velocità di riferimento di progetto per un tempo di ritorno di 50 anni ed è stata determinata la categoria di esposizione del sito.

Infine, sono stati valutati il coefficiente di topografia, il coefficiente di esposizione e il coefficiente aerodinamico, tramite i quali è stato possibile determinare la pressione cinetica di picco.

Si riporta di seguito il dettaglio di tali calcoli:

### DETERMINAZIONE DELLA PRESSIONE DI PICCO

Dati	Unità di misura	Valore
Altitudine del sito - $a_s$	m	18
Altezza massima del palo - $z$	m	9,00
Lunghezza del palo fuori terra - $L$	m	9,00
Zona		Puglia = zona 3
Velocità base di riferimento s.l.m. - $v_{b,0}$	m/s	27
Parametro Tab. 3.I - $a_0$	m	500
Parametro Tab. 3.I - $K_a$	1/s	0,020
Coefficiente di altitudine - $C_a$	-	1
Velocità base di riferimento (TR=50 anni) $v_b = C_a * v_{b,0}$	m/s	27
Classe di rugosità del terreno (Tab.3.III)	-	B
Distanza dalla costa	Km	<30
Categoria di esposizione del sito (Fig.3.3)	-	III
Coefficiente Tab. 3.III - $K_r$	-	0,20
Coefficiente Tab. 3.III - $Z_0$	m	0,10
Coefficiente Tab. 3.III - $Z_{min}$	m	5
Coefficiente di topografia - $C_t$	-	1
Coefficiente di esposizione - $C_e$	-	2,07
Coefficiente aerodinamico - $C_p$	-	0,90
Pressione cinetica di picco - $q_p = (1/1,6) * v_b^2 * C_e * C_p$	N/mq	848,83
	Kg/mq	84,88

### Valutazione dell'azione concentrata del vento sulla sommità del palo



La forza concentrata esercitata dal vento sulla sommità del palo può essere calcolata mediante la relazione seguente (par. 3.3.3 della norma di riferimento):

$$F_X = q_p(\bar{z}) \cdot L^2 \cdot c_{FX}$$

in cui:

$q_p$  è la pressione cinetica di picco del vento;

$\bar{z}$  è l'altezza di riferimento associata al coefficiente di forza;

$L$  è la lunghezza di riferimento su cui agisce la pressione del vento;

$c_{FX}$  è il coefficiente di forza secondo la direzione X.

L'area di riferimento  $L^2$  è stata assunta pari alla proiezione sul piano verticale dell'apparecchio di illuminazione posto sulla sommità del palo.

Il coefficiente di forza è stato valutato in via approssimata in maniera analoga al caso delle insegne (par. G.7 dell'Allegato G alla norma di riferimento). Di conseguenza, si è assunto un coefficiente di forza pari a 1,8.

Si riporta di seguito il dettaglio del calcolo:

## 2.7 Determinazione dell'azione del vento sul faro

In corrispondenza del faro l'azione del vento può essere schematizzata come una forza puntuale. Per il calcolo del coefficiente di forza si fa riferimento al punto G.7

Dati	Unità di misura	Valore
Coefficiente di forza - $C_{FX}$	-	1,8
Larghezza del faro b	m	0,664
Spessore del faro - s	m	0,086
Area di riferimento $A = b \cdot s$	m <sup>2</sup>	0,035
<b>Forza puntuale del vento <math>F_X = 2 \cdot q_p \cdot c_{FX} \cdot A</math></b>	<b>N</b>	<b>106,95</b>
	<b>Kg</b>	<b>10,90</b>

## 2.8 Valutazione dell'azione distribuita del vento lungo lo sviluppo del palo

La forza distribuita esercitata dal vento lungo lo sviluppo del palo può essere calcolata mediante la relazione seguente (par. 3.3.4 della norma di riferimento):

$$f_X(z) = q_p(z) \cdot l \cdot c_{fX}$$

in cui:



- $q_p$  è la pressione cinetica di picco del vento;  
 $z$  è la quota sul suolo;  
 $l$  è la dimensione di riferimento associata al coefficiente di forza;  
 $c_{fx}$  è il coefficiente di forza.

Per la valutazione del coefficiente di forza e della dimensione di riferimento ad esso associata si è fatto riferimento al caso di elementi strutturali allungati a sezione circolare (par. G.10 dell'Allegato G alla norma di riferimento).

Si riporta di seguito il dettaglio del calcolo:

### DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DEL VENTO LUNGO LO SVILUPPO DEL PALO

Lungo lo sviluppo del palo l'azione del vento può essere schematizzata come una forza per unità di lunghezza. Per il calcolo del coefficiente di forza si fa riferimento al punto G.10.6

Dati	Unità di misura	Valore
Diametro del palo medio - d	m	0,109
Dimensione di riferimento - l=d	m	0,109
Coefficiente di profilo medio del vento	-	0,99
Velocità media del vento - $V_m = C_m * v_b$	m/s	26,73
Viscosità cinematica dell'aria - $\nu$	m <sup>2</sup> /s	0,000015
Numero di Reynolds - $Re = l * v_m / \nu$	-	185328
Scabrezza della superficie (Tab. G XVII) - K	mm	0,20
Parametro - K/d	-	0,0019
Coefficiente di forza ideale (curva A) - $C_{fx0,A}$		1,0913
Coefficiente di forza ideale (curva B) - $C_{fx0,B}$		0,7610
Coefficiente di forza ideale (Fig. G.51) - $C_{fx0} = C_{fx0,B}$	Km	0,7610
Snellezza effettiva (Tab. G. XIX) - $\lambda$	-	82,57
Coefficiente di snellezza (Formule G.23) - $\Psi_\lambda$	-	0,9292
Coefficiente di forza - $C_{fx} = C_{fx0} * \Psi_\lambda$	m	0,7071
<b>Forza del vento per unità di lunghezza <math>f_x = q_p * c_{fx} * l</math></b>	<b>N/m</b>	<b>65,42</b>
	<b>Kg/m</b>	<b>7,189</b>

NOTA: per il calcolo della velocità media del vento e del numero di Reynolds si è fatto riferimento rispettivamente ai paragrafi 3.2.5 e 3.3.7 della norma di riferimento.

## 2.9 Azione sismica

### Localizzazione sito: Comune di Molfetta

#### Coordinate del sito

Latitudine (WGS84) : 41.2012

Longitudine (WGS84) : 16.5983  
Altezza s.l.m. : 18,00 m

La valutazione delle azioni sismiche sulle strutture viene condotta in relazione ad un periodo di riferimento  $c$  che si ricava moltiplicando la vita nominale  $V_N$  per il coefficiente d'uso  $C_U$  (§2.4.3 NTC 2018).

Nel caso specifico risulta:

$V_N = 50$  anni (Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale)

$C_U = 1.0$  anni (Classe d'uso II §2.4.2 NTC 2018)

$V_R = 50$  anni

Gli stati limite nei confronti dell'azione sismica, in relazione alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, si dividono in:

#### **Stati limite di esercizio**

Stato Limite di Operatività (**SLO**);

Stato Limite di Danno (**SLD**).

#### **Stati limite ultimi**

Stato Limite di salvaguardia della Vita (**SLV**);

Stato Limite di prevenzione del Collasso (**SLC**).

Per ciascuno degli stati limite considerati viene associata una probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{V_R}$  (Tab. 3.2.I. NTC 2018).

Per ogni valore di  $P_{V_R}$  viene calcolato il periodo di ritorno medio  $T_R$  di un evento avente quell'entità attraverso la seguente relazione:

$$T_R = - \frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})}$$

i valori così ottenuti vengono riportati nella seguente tabella:

Stato limite	$P_{V_R}$ [%]	$T_R$ [anni]
SLO	5	30
SLD	10	50
SLV	63	475
SLC	81	975

## **2.10 Pericolosità sismica di base**

L'elemento di conoscenza primario per la valutazione delle azioni sismiche in un determinato sito è rappresentato dalla "pericolosità sismica di base". Questa viene espressa, per ogni stato limite, in funzione della probabilità di superamento  $P_{V_R}$  in termini di spettro di risposta in accelerazione per un suolo di categoria **B**.

I parametri che identificano la pericolosità sismica di base sono:

- $a_g$  : accelerazione orizzontale massima al sito;
- $F_0$  : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

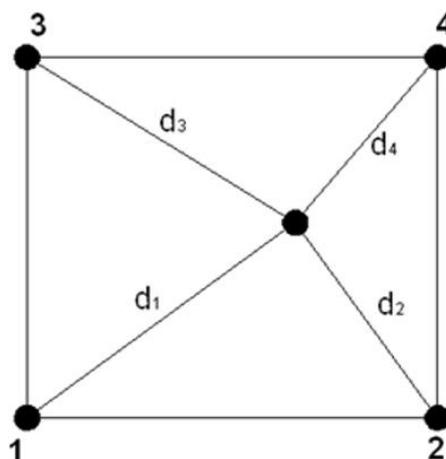
- $T_C^*$  : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Tali parametri vengono forniti dalla norma (NTC 2018), per diversi periodi di ritorno  $T_R$ , su tutto il territorio nazionale in un numero di punti che definiscono un reticolo di riferimento. Pertanto, per ogni punto del territorio nazionale è possibile individuare quattro punti del reticolo in modo da definire una maglia. I parametri sismici di tale punto si ottengono da quelli della maglia attraverso la seguente relazione:

$$p = \frac{\sum_{i=1}^4 \frac{p_i}{d_i}}{\sum_{i=1}^4 \frac{1}{d_i}}$$

dove:

- $p$  : generico parametro ( $a_g, F_0, T_C^*$ ) da calcolare per il punto oggetto di studio;
- $d_i$  : distanza tra il punto oggetto di studio e l' $i$ -esimo punto della maglia;
- $p_i$  : valore del generico parametro ( $a_g, F_0, T_C^*$ ) nell' $i$ -esimo punto della maglia.



Nel caso specifico si ha:

Coordinate del sito

Latitudine (ED50): 41°.2012

Longitudine (ED50): 16°.5983

Identificativi e coordinate (Datum ED50) dei punti che includono il sito		
Numero punto	Latitudine [°]	Longitudine [°]
44997	41°.1939	16°.5470
45220	41°.1921	16°.6134
45219	41°.2421	16°.6158
44998	41°.2439	16°.5494

	Parametri dello spettro di risposta orizzontale			
	SLV	SLC	SLD	SLO
Tempo di ritorno [anni]	475	975	50	30
Accelerazione sismica [g]	0.194	0.26	0.065	0.05
Coefficiente Fo	2.398	2.414	2.346	2.348
Periodo $T_C^*$ [sec]	0.369	0.389	0.303	0.278

Una volta valutati i parametri che definiscono la pericolosità sismica di base è possibile calcolare le ordinate spettrali degli spettri di risposta in accelerazione per il suolo di Categoria B:

Pver	Tr	ag/g	Fo	T*c	T1	TB	TC	TD	S	St	Se
------	----	------	----	-----	----	----	----	----	---	----	----



SLO	81	30	0.025	2.384	0.22		0	0.109	0.328	1.7	1.2	1	0.03
SLD	63	50	0.032	2.416	0.28		0	0.132	0.397	1.728	1.2	1	0.038
SLV	10	475	0.069	2.593	0.524		0	0.219	0.656	1.876	1.2	1	0.083
SLC	5	975	0.086	2.739	0.55		0	0.227	0.682	1.944	1.2	1	0.103

### 2.11 Verifiche di sicurezza

Lo schema di calcolo adottato per la valutazione delle sollecitazioni è quello di una mensola, di lunghezza pari a 9,00 m. Il plinto di fondazione è stato dimensionato con le massime sollecitazioni derivanti dal palo sovrastante. Per il calcolo delle strutture si è utilizzato il **metodo semiprobabilistico agli stati limite**.

### 2.12 Verifiche di sicurezza per carichi non sismici

Le verifiche per i carichi non sismici vengono eseguite allo stato limite ultimo, mediante il metodo dei coefficienti parziali di sicurezza sulle azioni e sulle resistenze secondo quanto riportato nel D.M. 17/01/2018.

### 2.13 Azioni di calcolo

Le azioni di calcolo Ed si ottengono combinando le azioni caratteristiche secondo la seguente formula di correlazione:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

dove:

$G_1$  rappresenta il valore caratteristico del peso proprio di tutti gli elementi strutturali;

$G_2$  rappresenta il valore caratteristico del peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

$P$  rappresenta il valore di pretensione;

$Q_{k1}$  rappresenta il valore caratteristico dell'azione variabile dominante di ogni combinazione;

$Q_{ki}$  rappresenta il valore caratteristico della  $i$ -esima azione variabile;

$\gamma_{G1}$ ,  $\gamma_{G2}$ ,  $\gamma_{Qi}$  e  $\gamma_P$  rappresentano i coefficienti parziali di sicurezza, che assumono i valori riportati nella Tabella 2.6.I.

Per il palo di illuminazione è stata effettuata l'unica verifica ritenuta significativa, ossia la verifica a flessione (STR).

Per quanto riguarda il plinto di fondazione sono state effettuate le seguenti verifiche:

- ✓ verifica a ribaltamento (EQU)
- ✓ verifica a scorrimento (GEO)
- ✓ verifica di capacità portante del terreno (GEO)

Nelle verifiche strutturali le azioni sono state moltiplicate per i coefficienti parziali di tipo STR.

Per la verifica a ribaltamento (Stato Limite di Equilibrio come corpo rigido), il momento ribaltante e quello stabilizzante sono stati calcolati sulla base dei carichi agenti moltiplicati per i coefficienti parziali di tipo EQU.

Le verifiche a scorrimento e di capacità portante (verifiche di tipo Geotecnico) sono state condotte secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3).

### 2.14 Verifiche Palo

Per le verifiche sul palo, sono stati utilizzati i seguenti parametri:

Dati	Unità di misura	Valore
Altezza del palo - L	m	9,00
Diametro di base del palo - D	cm	15,80
Spessore sezione trasversale	mm	3,00
Tensione di snervamento acciaio S235JR - $f_y$	Kg/cmq	2350

### 2.15 Verifica a flessione

Dati	Unità di misura	Valore
Parametro sezione trasversale D/t	-	49,03
Parametro resistenza - $\epsilon = (235/f_{yk})^{1/2}$	-	0,924
Classe sezione trasversale $I = D/t \leq 50 * \epsilon^2$	-	42,69
Coefficiente STR carichi accidentali $g_Q$	-	1,50 (sfavorevole)
Momento massimo dovuto a $f_x$ - $M_f = g_Q * f_x * L^2 / 2$	Kgm	436,73
Momento massimo dovuto a $F_x$ - $M_F = g_Q * F_x * L$	Kgm	147,15
Coeff. Parz. Di sicurezza per la resistenza - $g_{M0}$	-	1,05
Modulo di resistenza plastico - $W_{pl} = (D^3 - (D-2*t)^3) / 6$	cmc	500,52
<b>Momento resistente di progetto <math>M_{c,Rd} = (W_{pl} * f_y) / g_{M0}</math></b>	<b>Kgm</b>	<b>1764,00 (verificato)</b>
<b>Momento sollecitante alla base del palo - <math>M_{Sd} = M_f + M_F</math></b>	<b>Kgm</b>	<b>583,88</b>

### 2.16 Verifica sismica



Coefficiente di amplificazione delle azioni sismiche: **1.00**  
 armatura in direzione 'y': **8 mm** Relativo passo massimo: **30 cm**  
 armatura in direzione 'z': **8 mm** Relativo passo massimo: **30 cm**

Plinto al nodo **1** Sez. Rp B= 1.00 H= 1.00 Altezza plinto= 1.00 p.p.= 82.772 kN

### 2.17 Combinazioni per le verifiche allo stato limite ultimo

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
1	Dinamica	Azione sismica: Presente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000

#### Sollecitazioni SLU esterne agenti

N.comb	N	Fy	Fz	My	Mz
	kN			kN*m	
1A	5.123	0.042	-0.016	0.123	-0.311
1B	5.123	-0.042	-0.016	0.123	0.311
1C	5.123	0.042	0.016	-0.123	-0.311
1D	5.123	-0.042	0.016	-0.123	0.311
1E	5.123	0.042	-0.016	0.123	-0.311
1F	5.123	-0.042	-0.016	0.123	0.311
1G	5.123	0.042	0.016	-0.123	-0.311
1H	5.123	-0.042	0.016	-0.123	0.311
1I	5.123	0.022	-0.020	0.237	-0.146
1J	5.123	-0.022	-0.020	0.237	0.146
1K	5.123	0.022	0.020	-0.237	-0.146
1L	5.123	-0.022	0.020	-0.237	0.146
1M	5.123	0.022	-0.020	0.237	-0.146
1N	5.123	-0.022	-0.020	0.237	0.146
1O	5.123	0.022	0.020	-0.237	-0.146
1P	5.123	-0.022	0.020	-0.237	0.146

#### Verifica locale (ascisse riferite ad asse pilastro)

Ascissa	Momento flettente	Sforzo tagliante	Ainf	Asup	Indice di resistenza
cm	comb kN*m	comb kN	- tot - cm	passo - cm	flessione --- taglio
y = -0	1.116 (1H)	2.873 (1H)	3.02	1d 8 / 28	0.01 0.01
y = -15	0.724 (1H)	2.348 (1H)	3.02	1d 8 / 28	0.01 0.01
y = -30	0.413 (1H)	1.798 (1H)	3.02	1d 8 / 28	0.01 0.01
y = -45	0.186 (1H)	1.224 (1H)	3.02	1d 8 / 28	0.01 0.01
y = -60	0.047 (1H)	0.624 (1H)	3.02	1d 8 / 28	0.01 0.01
y = -0	1.116 (1G)	2.873 (1G)	3.02	1d 8 / 28	0.01 0.01
y = 15	0.724 (1G)	2.348 (1G)	3.02	1d 8 / 28	0.01 0.01
y = 30	0.413 (1G)	1.798 (1G)	3.02	1d 8 / 28	0.01 0.01
y = 45	0.186 (1G)	1.224 (1G)	3.02	1d 8 / 28	0.01 0.01
y = 60	0.047 (1G)	0.624 (1G)	3.02	1d 8 / 28	0.01 0.01
z = -0	1.079 (1N)	2.799 (1N)	3.02	1d 8 / 28	0.01 0.01
z = -15	0.698 (1N)	2.277 (1N)	3.02	1d 8 / 28	0.01 0.01
z = -30	0.397 (1N)	1.736 (1N)	3.02	1d 8 / 28	0.01 0.01
z = -45	0.178 (1N)	1.176 (1N)	3.02	1d 8 / 28	0.01 0.01
z = -60	0.045 (1N)	0.598 (1N)	3.02	1d 8 / 28	0.01 0.01
z = -0	1.079 (1P)	2.799 (1P)	3.02	1d 8 / 28	0.01 0.01
z = 15	0.698 (1P)	2.277 (1P)	3.02	1d 8 / 28	0.01 0.01
z = 30	0.397 (1P)	1.736 (1P)	3.02	1d 8 / 28	0.01 0.01
z = 45	0.178 (1P)	1.176 (1P)	3.02	1d 8 / 28	0.01 0.01
z = 60	0.045 (1P)	0.598 (1P)	3.02	1d 8 / 28	0.01 0.01

**VERIFICHE A PUNZONAMENTO:**

N.comb	q ult.	q ult./R	ey	ez	Fx ult.	I.R.	Note
S.L.U.	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	cm	cm	kN		
1A	1.11	0.48	0.4	-0.1	1074.109	0.08	
1B	1.11	0.48	-0.4	-0.1	1074.109	0.08	
1C	1.11	0.48	0.4	0.1	1074.109	0.08	
1D	1.11	0.48	-0.4	0.1	1074.109	0.08	
1E	1.11	0.48	0.4	-0.1	1074.109	0.08	
1F	1.11	0.48	-0.4	-0.1	1074.109	0.08	
1G	1.11	0.48	0.4	0.1	1074.109	0.08	
1H	1.11	0.48	-0.4	0.1	1074.109	0.08	
1I	1.11	0.48	0.2	-0.3	1075.338	0.08	
1J	1.11	0.48	-0.2	-0.3	1075.338	0.08	
1K	1.11	0.48	0.2	0.3	1075.338	0.08	
1L	1.11	0.48	-0.2	0.3	1075.338	0.08	
1M	1.11	0.48	0.2	-0.3	1075.338	0.08	
1N	1.11	0.48	-0.2	-0.3	1075.338	0.08	
1O	1.11	0.48	0.2	0.3	1075.338	0.08	
1P	1.11	0.48	-0.2	0.3	1075.338	0.08	

**2.18 Plinto di fondazione**

Per la struttura di fondazione del palo, sono stati utilizzati i seguenti parametri:

Dati	Unità di misura	Valore
Altezza del plinto - h	cm	100
Base del plinto - b	cm	100
Peso specifico cls	Kg/mc	2500
Peso del palo (solo fusto) - N <sub>p</sub>	Kg	81



Peso del faro - $N_{faro}$	Kg	14
Altezza del palo - L	m	9,00

### 2.19 Verifica al ribaltamento

La verifica a ribaltamento viene quindi effettuata secondo l'unico approccio: EQU.

Si calcolano il momento ribaltante,  $M_R$ , dovuto all'azione del vento, ed il momento stabilizzante,  $M_S$ , dovuto ai pesi propri, rispetto allo spigolo esterno della base del plinto di fondazione. Affinché la verifica sia soddisfatta, deve essere:  $M_S/M_R \geq 1$

Si riportano di seguito i calcoli effettuati:

Dati	Unità di misura	Valore
Coefficiente EQU carichi permanenti - gG	-	0,90
Coefficiente EQU carichi accidentali - gQ	-	1,50
Momento massimo dovuto a $f_x$ - $M_f = gQ \cdot f_x \cdot L^2 / 2$	Kgm	436,73
Momento massimo dovuto a $F_x$ - $M_F = gQ \cdot F_x \cdot L$	Kgm	147,15
Taglio massimo dovuto a $f_x$ - $T_f = gQ \cdot f_x \cdot L$	Kg	85,86
Taglio massimo dovuto a $F_x$ - $T_F = gQ \cdot F_x$	Kg	16,35
Peso del palo (solo fusto) - $N_p = gG \cdot N_p$	Kg	72,90
Peso del faro - $N_{faro} = gG \cdot N_{faro}$	Kg	12,60
Peso del plinto - $P = gG \cdot g_{cls} \cdot V_{plinto}$	Kg	2250
Momento alla base del palo - $M_{Sd} = M_f + M_F$	Kgm	583,88
Taglio alla base del palo - $T_{Sd} = T_f + T_F$	Kg	102,21
Compressione alla base del palo - $N_{pl} = N_p + N_{faro}$	Kg	85,50
<b>Momento stabilizzante - <math>M_S = (N_p + P) \cdot b / 2</math></b>	<b>Kgm</b>	<b>1167,75 (verificato)</b>
<b>Momento ribaltante - <math>M_R = M_{Sd} + T_{Sd} \cdot h</math></b>	<b>Kgm</b>	<b>686,09</b>

### 2.20 Verifica allo scorrimento

La verifica allo scorrimento è stata effettuata secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3).

Si calcolano la forza di scorrimento,  $F_{scorr}$ , dovuta all'azione del vento, e la forza stabilizzante,  $F_{stab}$ , dovuta all'attrito tra terreno e muro, pari a:

$$F_{stab} = (\gamma_{G1,F} \cdot P \cdot \tan \frac{\delta}{\alpha}) / \gamma_R$$

Affinché la verifica sia soddisfatta, deve essere

$$F_{stab} / F_{scorr} \geq 1$$

Si riportano di seguito i calcoli effettuati:

Dati	Unità di misura	Valore
Coefficiente A1 carichi permanenti - $g_G$	-	1,00 (favorevoli)
Coefficiente A2 carichi accidentali - $g_Q$	-	1,50 (sfavorevoli)
Coefficiente M1 parametri geotecnici - $g_{\phi'}$	-	1
Coefficiente R3 scorrimento - $g_R$	-	1,10
Taglio massimo dovuto a $f_x \cdot T_f = g_Q \cdot f_x \cdot L$	Kg	85,86
Taglio massimo dovuto a $F_x \cdot T_F = g_Q \cdot F_x$	Kg	16,35
Peso del palo (solo fusto) - $N_p = g_G \cdot N_p$	Kg	81
Peso del faro - $N_{faro} = g_G \cdot N_{faro}$	Kg	14
Peso del plinto - $P = g_G \cdot g_{cls} \cdot V_{plinto}$	Kg	2500
Angolo di attrito terreno-cls - $d = 2/3 \cdot \phi'$	gradi	20,00°
<b>Forza resistente - <math>F_R = (N_p + N_s + N_{faro} + P) \cdot \tan(d/g_{\phi'}) / g_R</math></b>	<b>Kg</b>	<b>859,68 (verificato)</b>
<b>Forza di scorrimento - <math>F_s = T_f + T_F</math></b>	<b>Kg</b>	<b>102,21</b>

## 2.21 Verifica della capacità portante

Dalla vasta bibliografia esistente sulla zona oggetto dell'intervento, si è ipotizzato un terreno di fondazione caratterizzato dai seguenti parametri:

Dati	Unità di misura	Valore
Categoria suolo di fondazione	-	B
Peso specifico - $g$	Kg/cm <sup>3</sup>	1700
Angolo di attrito - $\phi'$	gradi	30,00°
Coesione efficace - $c'$	Kg/cm <sup>2</sup>	0,15

Per il calcolo del carico limite si è utilizzata la formula di Brinch-Hansen, che esprime l'equilibrio fra il carico applicato alla fondazione e la resistenza limite del terreno:

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q + \frac{1}{\gamma} \cdot B \cdot \gamma_f \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma$$

in cui:



$c$  = coesione del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;  
 $q = \gamma \cdot D$  = pressione geostatica in corrispondenza del piano di posa della fondazione;  
 $\gamma$  = peso unità di volume del terreno al di sopra del piano di posa della fondazione;  
 $D$  = profondità del piano di posa della fondazione;  
 $B$  = dimensione caratteristica della fondazione, che corrisponde alla larghezza della suola;  
 $L$  = Lunghezza della fondazione;  
 $\gamma_f$  = peso unità di volume del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;  
 $N_c, N_q, N_\gamma$  = fattori di capacità portante;  
 $s, d, i, g, b, \psi$  = coefficienti correttivi.

**NOTA BENE:**

Se la risultante dei carichi verticali è eccentrica,  $B$  e  $L$  sono ridotte rispettivamente di:

$$B' = B - 2 \cdot e_B$$

$$L' = L - 2 \cdot e_L$$

dove:

$e_B$  = eccentricità parallela al lato di dimensione  $B$ ;

$e_L$  = eccentricità parallela al lato di dimensione  $L$ .

Si riporta il valore dei succitati parametri, calcolati con le relative formule, e della pressione limite:

$$\begin{aligned}
 N_c &= 30.14 \\
 s_c &= 1.14 \\
 d_c &= 1.02 \\
 i_c &= 0.91 \\
 g_c &= 1.00 \\
 b_c &= 1.00 \\
 N_q &= 18.40 \\
 s_q &= 1.13 \\
 d_q &= 1.29 \\
 i_q &= 0.92 \\
 g_q &= 1.0 \\
 b_q &= 1.0 \\
 N_\gamma &= 22.40 \\
 s_\gamma &= 0.91 \\
 d_\gamma &= 1.00 \\
 i_\gamma &= 0.88 \\
 g_\gamma &= 1.00 \\
 b_\gamma &= 1.00 \\
 q_{lim} &= 9.32 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

La verifica della capacità portante è stata effettuata secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3).

Tale verifica si esegue confrontando la massima pressione di contatto trasmessa dal plinto di fondazione con la pressione limite.

Si riportano di seguito i calcoli effettuati:

Dati	Unità di misura	Valore
Coefficiente A1 carichi permanenti – $G_g$	-	1,00 (favorevoli)
Coefficiente A2 carichi accidentali – $G_q$	-	1,50 (sfavorevoli)
Coefficiente R3 capacità portante – $G_r$	-	2,30
Momento massimo dovuto a $f_x - M_f = G_q * f_x * L^2 / 2$	Kgm	436,73
Momento massimo dovuto a $F_x - M_F = G_q * F_x * L$	Kgm	147,15
Taglio massimo dovuto a $f_x - T_f = G_q * f_x * L$	Kg	85,86
Taglio massimo dovuto a $F_x - T_F = G_q * F_x$	Kg	16,35
Peso del palo (solo fusto) – $N_p = G_g * N_p$	Kg	81
Peso del faro – $N_{faro} = G_g * N_{faro}$	Kg	14
Peso del plinto – $P = G_g * g_{cls} * V_{plinto}$	Kg	2500
Momento alla base del plinto – $M_{pl} = M_f + M_F + (T_f + T_F) * h$	Kgm	686,09
Compressione alla base del plinto – $N_{pl} = N_p + N_s + N_{faro} + P$	Kg	2589,10
Eccentricità – $e = M_{pl} / N_{pl}$	m	0,264

Tensione di compressione massima – $s_{max} = 2 \cdot N_{pl} / 3 \cdot b \cdot (b/2 - e)$	Kg/cm <sup>q</sup>	0,732 (verificato)
Tensione di compressione ammissibile – $s_{max} = q_{lim} / g_R$	Kg/cm <sup>q</sup>	4,05

## 2.22 Verifiche di sicurezza in condizioni sismiche

Sono state effettuate le verifiche con riferimento agli stati limite di ribaltamento, scorrimento sul piano di posa e capacità portante, per lo stato limite ultimo di salvaguardia della Vita (SLV).

## 2.23 Combinazione dell'azione sismica con le altre azioni

Le verifiche agli stati limite ultimi o di esercizio devono essere effettuate per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni seguente:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

Dove:

- E azione sismica per lo stato limite in esame;
- G<sub>1</sub> carichi permanenti strutturali al loro valore caratteristico;
- G<sub>2</sub> carichi permanenti non strutturali al loro valore caratteristico;
- P valore caratteristico dell'azione di pretensione;
- $\psi_{2i}$  coefficienti di combinazione delle azioni variabili Q<sub>kj</sub>;
- Q<sub>kj</sub> valore caratteristico della azione variabile Q<sub>kj</sub>.

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

Nel caso in esame, essendo le azioni variabili dovute al vento, è stato adottato il coefficiente  $\psi_2=0,0$  in base al del D.M. 17/01/2018.

## 2.24 Verifiche palo

Per le verifiche sul palo, sono stati utilizzati i seguenti parametri:

Dati	Unità di misura	Valore
Altezza del palo - L	m	9,00
Diametro di base del palo - D	cm	15,80
Spessore sezione trasversale	mm	3,00
Tensione di snervamento acciaio S235JR - f <sub>y</sub>	Kg/cm <sup>q</sup>	2350

## 2.25 Verifica a flessione

Dati	Unità di misura	Valore
Parametro sezione trasversale D/t	-	49,03
Parametro resistenza - $\epsilon = (235/f_{yk})^{1/2}$	-	0,924
Classe sezione trasversale $I = D/t \leq 50 * \epsilon^2$	-	42,69
Momento massimo dovuto a $F_h$ - $M_F = F_h * L$	Kgm	9,15
Coeff. Parz. Di sicurezza per la resistenza - $g_{M0}$	-	1,05
Modulo di resistenza plastico - $W_{pl} = (D^3 - (D-2*t)^3) / 6$	cmc	500,52
<b>Momento resistente di progetto <math>M_{c,Rd} = (W_{pl} * f_y) / g_{M0}</math></b>	<b>Kgm</b>	<b>1764,00 (verificato)</b>
<b>Momento sollecitante alla base del palo - <math>M_{Sd} = M_F</math></b>	<b>Kgm</b>	<b>9,15</b>

## 2.26 Plinto di fondazione

Per quanto riguarda la struttura di fondazione del palo, la verifica a scorrimento sul piano di fondazione è stata effettuata con l'Approccio 1, in quanto l'Approccio 2 conduce a risultati meno conservativi. I coefficienti parziali A2 sono stati posti pari ad uno. Tutte le altre verifiche in condizioni sismiche sono state effettuate con l'Approccio 2, ponendo i coefficienti A1 pari ad uno.

Si riportano di seguito i parametri usati nelle verifiche:

Dati	Unità di misura	Valore
Altezza del plinto - h	cm	100
Base del plinto - b	cm	100
Peso specifico cls - $g_{cls}$	Kg/mc	2500
Peso del palo (solo fusto) - $N_p$	Kg	81
Peso del faro - $N_{faro}$	Kg	14
Altezza del palo - L	m	9,00

## 2.27 Verifica al ribaltamento

La verifica a ribaltamento viene quindi effettuata secondo l'unico approccio: EQU.

I coefficienti delle azioni sono stati posti tutti pari a 1. Si calcolano il momento ribaltante,  $M_R$ , dovuto all'azione sismica, ed il momento stabilizzante,  $M_S$ , dovuto ai pesi propri, rispetto allo spigolo esterno della base del plinto di fondazione.

Il coefficiente parziale per il ribaltamento è stato posto pari a  $\gamma_R = 1,0$ .

Affinché la verifica sia soddisfatta, deve essere:  $M_S / M_R \geq 1$

Si riportano di seguito i calcoli effettuati:

Dati	Unità di misura	Valore
------	-----------------	--------

Momento massimo dovuto a $F_h$ - $M_F = F_h * L$	Kgm	9,15
Taglio massimo dovuto a $F_h$ - $T_F = F_h$	Kg	1,017
Peso del palo (solo fusto) - $N_p$	Kg	81,00
Peso del faro - $N_{faro}$	Kg	14
Peso del plinto - $P = g_{cls} * V_{plinto}$	Kg	2500
Momento alla base del palo - $M_{Sd} = M_F$	Kgm	9,15
Taglio alla base del palo - $T_{Sd} = T_F$	Kg	1,017
Compressione alla base del palo - $N_{p } = N_p + N_{faro}$	Kg	85
<b>Momento stabilizzante - <math>M_S = (N_p + P) * b / 2</math></b>	<b>Kgm</b>	<b>1335,00 (verificato)</b>
<b>Momento ribaltante - <math>M_R = M_{Sd} + T_{Sd} * h</math></b>	<b>Kgm</b>	<b>10,167</b>

## 2.28 Verifica allo scorrimento

La verifica allo scorrimento è stata effettuata secondo l'Approccio (E+M2+R1).

I coefficienti delle azioni sono stati posti tutti pari a 1. Si calcolano la forza di scorrimento,  $F_{scorr}$ , dovuta all'azione sismica, e la forza stabilizzante,  $F_{stab}$ , dovuta all'attrito tra terreno e muro, pari a

$$F_{stab} = (\gamma_{G1,F} \cdot P \cdot \tan \frac{\delta}{\gamma_R}) / \gamma_R$$

Il coefficiente parziale R1 per lo scorrimento è pari a  $\gamma_R = 1,0$ . Affinchè la verifica sia soddisfatta, deve essere  $F_{stab} / F_{scorr} \geq 1$  Si riportano di seguito i calcoli effettuati:

Dati	Unità di misura	Valore
Coefficiente M2 - $g_{\phi'}$	-	1,25
Coefficiente R2 scorrimento - $g_R$	-	1,10
Taglio massimo dovuto a $F_h$ - $T_F = F_h$	Kg	1,017
Peso del palo (solo fusto) - $N_p$	Kg	81,00
Peso del faro - $N_{faro}$	Kg	14
Peso del plinto - $P = g_{cls} * V_{plinto}$	Kg	2500
Angolo di attrito terreno - $\delta$	-	20,00°
<b>Forza resistente - <math>F_R = (N_p + N_s + N_{faro} + P) * \tan(\delta / g_{\phi'}) / g_R</math></b>	<b>Kgm</b>	<b>541,93 (verificato)</b>
<b>Forza di scorrimento - <math>F_s = T_f</math></b>	<b>Kgm</b>	<b>1,017</b>

## 2.29 Verifica della capacità portante

In presenza di sisma la formula di Brinch-Hansen per il calcolo della pressione limite diventa:

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot z_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot z_q + \frac{1}{\gamma} \cdot B \cdot \gamma_f \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot z_\gamma \cdot c_\gamma$$

in cui, oltre ai termini già precedentemente indicati, si sono introdotti i seguenti termini:

$z_c, z_q, z_\gamma$  = coefficienti correttivi dovuti all'effetto inerziale;  
 $c_\gamma$  = coefficiente correttivo dovuto all'effetto cinematico.

Si riportano di seguito i calcoli effettuati:

$$\begin{aligned}
 N_c &= 30.14 \\
 s_c &= 1.60 \\
 d_c &= 1.02 \\
 i_c &= 0.99 \\
 g_c &= 1.00 \\
 b_c &= 1.00 \\
 N_q &= 18.40 \\
 s_q &= 1.57 \\
 d_q &= 1.29 \\
 i_q &= 0.99 \\
 g_q &= 1.0 \\
 b_q &= 1.0 \\
 N_\gamma &= 22.40 \\
 s_\gamma &= 0.60 \\
 d_\gamma &= 1.00 \\
 i_\gamma &= 0.99 \\
 g_\gamma &= 1.00 \\
 b_\gamma &= 1.00 \\
 \beta_s &= 0.20 \\
 K_{hk} &= \beta_s \cdot S_s \cdot S_T \cdot a_g / g = 0.01 \\
 c_\gamma &= (1 - k_{hk} / \tan \phi)^{0.45} = 0.99 \\
 k_{hi} &= S_s \cdot S_T \cdot a_g / g = 0.07 \\
 z_\gamma &= (1 - k_{hi} / \tan \phi)^{0.35} = 0.96 \\
 z_q &= z_\gamma = 0.96 \\
 z_c &= 1 - 0.32 \cdot k_{hi} = 0.98 \\
 q_{lim} &= 14.24 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

La verifica della capacità portante è stata effettuata secondo l'Approccio 2 (E+M1+R3).

I coefficienti delle azioni sono stati posti tutti pari a 1. Tale verifica si esegue confrontando la massima pressione di contatto trasmessa dal plinto di fondazione con la pressione limite.

Il coefficiente parziale R3 per la capacità portante della fondazione è pari a  $\gamma_R=2,3$ . Si riportano di seguito i calcoli effettuati:



Dati	Unità di misura	Valore
Momento massimo dovuto a $F_h$ - $M_F = F_h * L$	Kgm	9,15
Taglio massimo dovuto a $F_h$ - $T_F = F_h$	Kg	1.017
Peso del palo (solo fusto) - $N_p$	Kg	81,00
Peso del faro - $N_{faro}$	Kg	14,00
Peso del plinto - $P = \rho_{cls} * V_{plinto}$	Kg	2500
Momento alla base del palo - $M_{Sd} = M_F + T_F * L$	Kgm	15,80
Compressione alla base del palo - $N_{pl} = N_p + N_{faro} + P$	Kg	2585
Eccentricità - $e = M_{pl} / N_{pl}$	m	0,006
Tensione di compressione max - $s_{max} = N_{pl} / (b^2) + 6 * M_{pl} / (b^3)$	Kg/cmq	0,257 (verificato)
Tensione di compressione ammissibile - $s_{max} = q_{lim} / \gamma_R$	Kg/cmq	6,19

### 3 DESCRIZIONE DELL'OPERA - PALO 8,920 M FT (SBRACCIO 1,20 M).

Le verifiche di seguito riportate riguardano un palo rastremato in acciaio S235JR, di altezza complessiva, dal piano di fondazione, di 8,920 m e il relativo plinto di fondazione; la sezione trasversale alla base ha diametro esterno pari a circa 15,20 cm, mentre in sommità è di 6,00 cm. Lo spessore delle pareti è di 3 mm. In sommità il palo presenta un'armatura del peso di circa 11,0 kg, su uno sbraccio di 1,20 m del peso di 45 kg. La struttura di fondazione è un plinto in c.a. prefabbricato di forma cubica ossia a base quadrata di lato 1,00 m ed altezza pari a 1,00 m.

#### 3.1 Normativa di riferimento

Tale struttura è stata dimensionata secondo quanto stabilito dal D.M. 17/01/2018 "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" e dalla Circolare 21 Gennaio 2019 n. 7 C.S.LL.PP.

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

#### 3.2 Azioni di progetto

Le azioni di progetto prese in conto per la verifica dell'opera in oggetto sono:

- ▼ carichi permanenti (pesi propri dei materiali strutturali, carichi permanenti non strutturali)
- ▼ azione del vento
- ▼ azione sismica

Di seguito si riportano in dettaglio le azioni considerate.

### 3.3 Carichi permanenti

I carichi permanenti da considerare nelle verifiche di resistenza e stabilità sono rappresentati dai pesi propri degli elementi strutturali e non strutturali.

### 3.4 Azioni del vento

Il vento esercita una duplice azione sull'elemento in esame:

- ▼ un'azione concentrata, agente sulla sommità del palo, causata dalla pressione esercitata dal vento sull'apparecchio illuminante;
- ▼ un'azione distribuita, agente lungo tutto lo sviluppo del palo, causata dalla pressione esercitata dal vento sulla superficie del palo stesso.

### 3.5 Valutazione della velocità e della pressione del vento

#### DETERMINAZIONE DELLA PRESSIONE DI PICCO

Dati	Unità di misura	Valore
Altitudine del sito – $a_s$	m	18
Altezza massima del palo - z	m	9,00
Lunghezza del palo fuori terra - L	m	9,00
Zona		Puglia = zona 3
Velocità base di riferimento s.l.m. - $V_{b,0}$	m/s	27
Parametro Tab. 3.I - $a_0$	m	500
Parametro Tab. 3.I - $K_a$	1/s	0,020
Coefficiente di altitudine - $C_a$	-	1
Velocità base di riferimento (TR=50 anni) $V_b = C_a * V_{b,0}$	m/s	27
Classe di rugosità del terreno (Tab.3.III)	-	B
Distanza dalla costa	Km	<30
Categoria di esposizione del sito (Fig.3.3)	-	III
Coefficiente Tab. 3.III - $K_r$	-	0,20
Coefficiente Tab. 3.III – $Z_0$	m	0,10
Coefficiente Tab. 3.III – $Z_{min}$	m	5
Coefficiente di topografia - $C_t$	-	1
Coefficiente di esposizione - $C_e$	-	2,07
Coefficiente aerodinamico - $C_p$	-	0,90
<b>Pressione cinetica di picco - <math>q_p = (1/1,6) * v_b^2 * C_e * C_p</math></b>	<b>N/mq</b>	<b>848,83</b>
	<b>Kg/mq</b>	<b>84,88</b>

### 3.6 Valutazione dell'azione concentrata del vento sulla sommità del palo

#### DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DEL VENTO SUL FARO

In corrispondenza del faro l'azione del vento può essere schematizzata come una forza puntuale. Per il calcolo del coefficiente di forza si fa riferimento al punto G.7

Dati	Unità di misura	Valore
Coefficiente di forza - $C_{FX}$	-	1,8
Larghezza del faro b	m	0,58
Spessore del faro - s	m	0,098
Area di riferimento $A = b \times s$	mq	0,035
<b>Forza puntuale del vento <math>F_X = 2 * q_p * C_{FX} * A</math></b>	<b>N</b>	<b>106,95</b>
	<b>Kg</b>	<b>10,90</b>

### 3.7 Valutazione dell'azione distribuita del vento lungo lo sviluppo del palo

#### DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DEL VENTO LUNGO LO SVILUPPO DEL PALO

Lungo lo sviluppo del palo l'azione del vento può essere schematizzata come una forza per unità di lunghezza. Per il calcolo del coefficiente di forza si fa riferimento al punto G.10.6

Dati	Unità di misura	Valore
Diametro del palo medio - d	m	0,106
Dimensione di riferimento - l=d	m	0,106
Coefficiente di profilo medio del vento	-	0,99
Velocità media del vento - $V_m = C_m * v_b$	m/s	26,73
Viscosità cinematica dell'aria - $\nu$	mq/s	0,000015
Numero di Reynolds - $Re = l * v_m / \nu$	-	185328
Scabrezza della superficie (Tab. G XVII) - K	mm	0,20
Parametro - K/d	-	0,00188
Coefficiente di forza ideale (curva A) - $C_{fx0,A}$		1,0913
Coefficiente di forza ideale (curva B) - $C_{fx0,B}$		0,7610
Coefficiente di forza ideale (Fig. G.51) - $C_{fx0} = C_{fx0,B}$	Km	0,7610
Snellezza effettiva (Tab. G. XIX) - $\lambda$	-	82,57
Coefficiente di snellezza (Formule G.23) - $\Psi_\lambda$	-	0,9292
Coefficiente di forza - $C_{fx} = C_{fx0} * \Psi_\lambda$	m	0,7071
<b>Forza del vento per unità di lunghezza <math>f_x = q_p * C_{fx} * l</math></b>	<b>N/m</b>	<b>64,83</b>
	<b>Kg/m</b>	<b>7,125</b>

NOTA: per il calcolo della velocità media del vento e del numero di Reynolds si è fatto riferimento rispettivamente ai paragrafi 3.2.5 e 3.3.7 della norma di riferimento.

### 3.8 Azione sismica

Dati	Unità di misura	Valore
$C_1$	-	0,05
$H$	m	8,92
$m T_1 = C_1 * H^{3/4}$	-	0,256
$T^*_c$		0,451
$C_c$		1,290
$F_0$		2,710
$a_g/g$		0,083
$S_T$		1,00
$S_S$		1,20
$S = S_T * S_S$		1,20
verifica $T_1 < 2,5 * C_c * T^*_c$		1,454 verificato
verifica $T_1 < T_D$		1,930 verificato
$Q$		2,40
$S_d(T_1) = a_g * S * F_0 / q$		0,112
$W$	Kg	89,10
$\Lambda$	-	1
$F_h = S_d(T_1) * W * \Lambda / g$	Kg	<b>1,017</b>

### 3.9 Verifiche di sicurezza

#### 3.10 Verifiche di sicurezza per carichi non sismici

##### VERIFICHE

##### ▼ PALO

Per le verifiche sul palo, sono stati utilizzati i seguenti parametri:

Dati	Unità di misura	Valore
Altezza del palo – L	m	8,92
Diametro di base del palo - D	cm	15,20
Spessore sezione trasversale	mm	3,00
Tensione di snervamento acciaio S235JR - $f_y$	Kg/cmq	2350

### VERIFICA A FLESSIONE

Dati	Unità di misura	Valore
Parametro sezione trasversale D/t	-	49,03
Parametro resistenza - $\epsilon=(235/f_{yk})^{1/2}$	-	0,924
Classe sezione trasversale $I= D/t \leq 50 * \epsilon^2$	-	42,69
Coefficiente STR carichi accidentali $g_Q$	-	1,50 (sfavorevole)
Momento massimo dovuto a $f_x$ - $M_f = g_Q * f_x * L^2 / 2$	Kgm	436,73 – 429,00
Momento massimo dovuto a $F_x$ - $M_F = g_Q * F_x * L$	Kgm	147,15 – 145,84
Coeff. Parz. Di sicurezza per la resistenza - $g_{M0}$	-	1,05
Modulo di resistenza plastico - $W_{pl} = (D^3 - (D-2*t)^3) / 6$	cmc	500,52 585,30
<b>Momento resistente di progetto <math>M_{c,Rd} = (W_{pl} * f_y) / g_{M0}</math></b>	<b>Kgm</b>	<b>1609,57 (verificato)</b>
<b>Momento sollecitante alla base del palo - <math>M_{Sd} = M_f + M_F</math></b>	<b>Kgm</b>	<b>574,84</b>

#### ▼ PLINTO DI FONDAZIONE

Per la struttura di fondazione del palo, sono stati utilizzati i seguenti parametri:

Dati	Unità di misura	Valore
Altezza del plinto – h	cm	100
Base del plinto – b	cm	100
Peso specifico cls	Kg/mc	2500
Peso del palo (solo fusto) - $N_p$	Kg	88
Peso dello sbraccio - $N_s$	Kg	45
Peso del faro – $N_{faro}$	Kg	11
Altezza del palo – L	m	8,92

#### VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Si riportano di seguito i calcoli effettuati:

Dati	Unità di misura	Valore
Coefficiente EQU carichi permanenti - gG	-	0,90
Coefficiente EQU carichi accidentali - gQ	-	1,50
Momento massimo dovuto a $f_x$ - $M_f = g_Q * f_x * L^2 / 2$	Kgm	436,73 – 429,00
Momento massimo dovuto a $F_x$ - $M_F = g_Q * F_x * L$	Kgm	147,15 – 145,84
Taglio massimo dovuto a $f_x$ - $T_f = g_Q * f_x * L$	Kg	85,86 – 85,09
Taglio massimo dovuto a $F_x$ - $T_F = g_Q * F_x$	Kg	16,35

Peso del palo (solo fusto) - $N_p = gG * N_p$	Kg	72,90 – 79,20
Peso dello sbraccio - $N_s = gG * N_s$	Kg	5,40 – 40,50
Peso del faro - $N_{faro} = gG * N_{faro}$	Kg	7,29 – 9,90
Peso del plinto - $P = gG * g_{cls} * V_{plinto}$	Kg	2250
Momento alla base del palo - $M_{Sd} = M_f + M_F$	Kgm	583,88 – 574,84
Taglio alla base del palo - $T_{Sd} = T_f + T_F$	Kg	92,67 - 101,44
Compressione alla base del palo - $N_{pl} = N_p + N_s + N_{faro}$	Kg	94,50 – 129,60
<b>Momento stabilizzante - <math>M_S = (N_p + P) * b / 2</math></b>	<b>Kgm</b>	<b>1189,8 (verificato)</b>
<b>Momento ribaltante - <math>M_R = M_{Sd} + T_{Sd} * h</math></b>	<b>Kgm</b>	<b>686,09 – 677,35</b>

## VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Si riportano di seguito i calcoli effettuati:

Dati	Unità di misura	Valore
Coefficiente A1 carichi permanenti - $g_G$	-	1,00 (favorevoli)
Coefficiente A2 carichi accidentali - $g_Q$	-	1,50 (sfavorevoli)
Coefficiente M1 parametri geotecnici - $g_\phi$	-	1
Coefficiente R3 scorrimento - $g_R$	-	1,10
Taglio massimo dovuto a $f_x$ - $T_f = gQ * f_x * L$	Kg	85,86 – 85,09
Taglio massimo dovuto a $F_x$ - $T_F = gQ * F_x$	Kg	16,35
Peso del palo (solo fusto) - $N_p = gG * N_p$	Kg	81 - 88
Peso dello sbraccio - $N_s = gG * N_s$	Kg	6 - 45
Peso del faro - $N_{faro} = gG * N_{faro}$	Kg	8,10 - 11
Peso del plinto - $P = gG * g_{cls} * V_{plinto}$	Kg	2500
Angolo di attrito terreno-cls - $d = 2/3 * \phi'$	gradi	20,00°
<b>Forza resistente - <math>FR = (N_p + N_s + N_{faro} + P) * \tan(d/g_\phi) / g_R</math></b>	<b>Kg</b>	<b>858,67 874,85 (verificato)</b>
<b>Forza di scorrimento - <math>F_s = T_f + T_F</math></b>	<b>Kg</b>	<b>102,21 – 101,44</b>

## VERIFICA DELLA CAPACITÀ PORTANTE

Dalla vasta bibliografia esistente sulla zona oggetto dell'intervento, si è ipotizzato un terreno di fondazione caratterizzato dai seguenti parametri:

Dati	Unità di misura	Valore
Categoria suolo di fondazione	-	B
Peso specifico - $g$	Kg/cmc	1700
Angolo di attrito - $\phi'$	gradi	30,00°



Coesione efficace - $C'$	Kg/cm <sup>2</sup>	0,15
--------------------------	--------------------	------

Si riportano di seguito i calcoli effettuati:

Dati	Unità di misura	Valore
Coefficiente A1 carichi permanenti - $g_G$	-	1,00 (favorevoli)
Coefficiente A2 carichi accidentali - $g_Q$	-	1,50 (sfavorevoli)
Coefficiente R3 capacità portante - $g_R$	-	2,30
Momento massimo dovuto a $f_x$ - $M_f = g_Q * f_x * L^2 / 2$	Kgm	436,73 – 429,00
Momento massimo dovuto a $F_x$ - $M_F = g_Q * F_x * L$	Kgm	147,15 – 145,84
Taglio massimo dovuto a $f_x$ - $T_f = g_Q * f_x * L$	Kg	85,86 – 85,09
Taglio massimo dovuto a $F_x$ - $T_F = g_Q * F_x$	Kg	16,35
Peso del palo (solo fusto) - $N_p = g_G * N_p$	Kg	81,00 - 88
Peso dello sbraccio - $N_s = g_G * N_s$	Kg	6 - 45
Peso del faro - $N_{faro} = g_G * N_{faro}$	Kg	8,10 - 11
Peso del plinto - $P = g_G * g_{cls} * V_{plinto}$	Kg	2500
Momento alla base del plinto - $M_{pl} = M_f + M_F + (T_f + T_F) * h$	Kgm	686,09 – 677,35
Compressione alla base del plinto - $N_{pl} = N_p + N_s + N_{faro} + P$	Kg	2595,10 - 2644
Eccentricità - $e = M_{pl} / N_{pl}$	m	0,256
Tensione di compressione massima - $\sigma_{max} = 2 * N_{pl} / (3 * b * (b/2 - e))$	Kg/cm <sup>2</sup>	0,748 (verificato)
Tensione di compressione ammissibile - $\sigma_{max} = \sigma_{lim} / g_R$	Kg/cm <sup>2</sup>	4,05

### 3.11 Verifiche di sicurezza in condizioni sismiche

#### VERIFICHE

##### ▼ PALO

Per le verifiche sul palo, sono stati utilizzati i seguenti parametri:

Dati	Unità di misura	Valore
Altezza del palo - L	m	8,92
Diametro di base del palo - D	cm	15,20
Spessore sezione trasversale	mm	3,00
Tensione di snervamento acciaio S235JR - $f_y$	Kg/cm <sup>2</sup>	2350

#### VERIFICA A FLESSIONE

Dati	Unità di misura	Valore
------	-----------------	--------

Parametro sezione trasversale D/t	-	49,03
Parametro resistenza - $\epsilon=(235/f_{yk})^{\wedge}1/2$	-	0,924
Classe sezione trasversale $I= D/t\leq 50*\epsilon^{\wedge}2$	-	42,69
Momento massimo dovuto a $F_h$ - $M_F=F_h*L$	Kgm	9,15 – 9,068
Coeff. Parz. Di sicurezza per la resistenza - $g_{M0}$	-	1,05
Modulo di resistenza plastico - $W_{pl}=(D^{\wedge}3-(D-2*t)^{\wedge}3)/6$	cmc	500,52 - 585,30
<b>Momento resistente di progetto <math>M_c,R_d=(W_{pl}*f_y)/g_{M0}</math></b>	<b>Kgm</b>	<b>1764,00 – 2062,79 (verificato)</b>
<b>Momento sollecitante alla base del palo - <math>M_{Sd}=M_F</math></b>	<b>Kgm</b>	<b>9,15 – 9,068</b>

### ▼ PLINTO DI FONDAZIONE

Si riportano di seguito i parametri usati nelle verifiche:

Dati	Unità di misura	Valore
Altezza del plinto – h	cm	100
Base del plinto – b	cm	100
Peso specifico cls - $g_{cls}$	Kg/mc	2500
Peso del palo (solo fusto) - $N_p$	Kg	81 - 88
Peso dello sbraccio - $N_s = gG * N_s$	Kg	6 - 45
Peso del faro – $N_{faro}$	Kg	8,1 - 11
Altezza del palo – L	m	8,92

### VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Si riportano di seguito i calcoli effettuati:

Dati	Unità di misura	Valore
Momento massimo dovuto a $F_h$ - $M_F=F_h*L$	Kgm	9,15 – 9,068
Taglio massimo dovuto a $F_h$ - $T_F=F_h$	Kg	1,017
Peso del palo (solo fusto) - $N_p$	Kg	81,00 - 88,00
Peso dello sbraccio - $N_s = gG * N_s$	Kg	6 - 45
Peso del faro - $N_{faro}$	Kg	8,1 - 11
Peso del plinto - $P=g_{cls} * V_{plinto}$	Kg	2500
Momento alla base del palo - $M_{Sd}=M_F$	Kgm	9,15 – 9,068
Taglio alla base del palo - $T_{Sd}=T_F$	Kg	1,017
Compressione alla base del palo - $N_{pl}=N_p+N_s+N_{faro}$	Kg	144
<b>Momento stabilizzante - <math>M_S=(N_p+P)*b/2</math></b>	<b>Kgm</b>	<b>1297,55 1322,00(verificato)</b>
<b>Momento ribaltante - <math>M_R=M_{Sd}+T_{Sd}*h</math></b>	<b>Kgm</b>	<b>10,167 – 10,085</b>



## VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Si riportano di seguito i calcoli effettuati:

Dati	Unità di misura	Valore
Coefficiente M2 - $g_{\phi'}$	-	1,25
Coefficiente R2 scorrimento - $g_R$	-	1,10
Taglio massimo dovuto a $F_h - T_F = F_h$	Kg	1,017
Peso del palo (solo fusto) - $N_p$	Kg	81,00 – 88,00
Peso dello sbraccio - $N_s = gG * N_s$	Kg	6 - 45
Peso del faro - $N_{faro}$	Kg	8,10 – 11,00
Peso del plinto - $P = g_{cls} * V_{plinto}$	Kg	2500
Angolo di attrito terreno - $cls - d$	-	20,00°
<b>Forza resistente - <math>FR = (N_p + N_s + N_{faro} + P) * \tan(d/g_{\phi'}) / g_R</math></b>	<b>Kgm</b>	<b>676,48 - 689,23 (verificato)</b>
<b>Forza di scorrimento - <math>F_s = T_f</math></b>	<b>Kgm</b>	<b>1,017</b>

## VERIFICA DELLA CAPACITÀ PORTANTE

Dati	Unità di misura	Valore
Momento massimo dovuto a $F_h - M_F = F_h * L$	Kgm	9,15 – 9,068
Taglio massimo dovuto a $F_h - T_F = F_h$	Kg	1,017
Peso del palo (solo fusto) - $N_p$	Kg	81,00 – 88,00
Peso dello sbraccio - $N_s = gG * N_s$	Kg	6 - 45
Peso del faro - $N_{faro}$	Kg	8,10 - 11
Peso del plinto - $P = g_{cls} * V_{plinto}$	Kg	2500
Momento alla base del palo - $M_{sd} = M_F + T_F * L$	Kgm	15,80
Compressione alla base del palo - $N_{pl} = N_p + N_s + N_{faro} + P$	Kg	2595,10 - 2644
Eccentricità - $e = M_{pl} / N_{pl}$	m	0,006
<b>Tensione di compressione max - <math>s_{max} = N_{pl} / (b^2) + 6 * M_{pl} / (b^3)</math></b>	<b>Kg/cmq</b>	<b>0,259 (verificato)</b>
<b>Tensione di compressione ammissibile - <math>s_{max} = q_{lim} / g_R</math></b>	<b>Kg/cmq</b>	<b>6,19</b>

### 4 DESCRIZIONE DELL'OPERA - PALO 10 M FT (SBRACCIO 1,0 M).

Le verifiche di seguito riportate riguardano un palo conico diritto in acciaio S235JR di sezione tubolare variabile, di altezza complessiva, dal piano di fondazione, di 10,00 m e il relativo plinto di fondazione; la sezione trasversale alla base ha diametro esterno pari a circa 16,80 cm, mentre in sommità è di 6,00 cm. Lo spessore delle pareti è di 3 mm. In sommità il palo presenta un'armatura del peso di circa 8,10 kg, su uno sbraccio di 1,00 m. La struttura di fondazione è un plinto in c.a. prefabbricato di forma cubica ossia a base quadrata di lato 1,00 m ed altezza pari



a 1,00 m.

#### **4.1 Normativa di riferimento**

Tale struttura è stata dimensionata secondo quanto stabilito dal D.M. 17/01/2018 “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni” e dalla Circolare 21 Gennaio 2019 n. 7 C.S.LL.PP.

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

#### **4.2 Azioni di progetto**

Le azioni di progetto prese in conto per la verifica dell'opera in oggetto sono:  
 carichi permanenti (pesi propri dei materiali strutturali, carichi permanenti non strutturali)

- azione del vento
- azione sismica

Di seguito si riportano in dettaglio le azioni considerate.

#### **4.3 Carichi permanenti**

I carichi permanenti da considerare nelle verifiche di resistenza e stabilità sono rappresentati dai pesi propri degli elementi strutturali e non strutturali.

#### **4.4 Azioni del vento**

Il vento esercita una duplice azione sull'elemento in esame:  
 un'azione concentrata, agente sulla sommità del palo, causata dalla pressione esercitata dal vento sull'apparecchio illuminante;  
 un'azione distribuita, agente lungo tutto lo sviluppo del palo, causata dalla pressione esercitata dal vento sulla superficie del palo stesso.

#### **4.5 Valutazione della velocità e della pressione del vento**

### **DETERMINAZIONE DELLA PRESSIONE DI PICCO**

Dati	Unità di misura	Valore
Altitudine del sito – $a_s$	m	18
Altezza massima del palo - z	m	10,00
Lunghezza del palo fuori terra - L	m	10,00
Zona		Puglia = zona 3
Velocità base di riferimento s.l.m. - $V_{b,0}$	m/s	27
Parametro Tab. 3.1 - $a_0$	m	500

Parametro Tab. 3.I - $K_a$	1/s	0,020
Coefficiente di altitudine - $C_a$	-	1
Velocità base di riferimento (TR=50 anni) $v_b=C_a*v_{b,0}$	m/s	27
Classe di rugosità del terreno (Tab.3.III)	-	B
Distanza dalla costa	Km	<30
Categoria di esposizione del sito (Fig.3.3)	-	III
Coefficiente Tab. 3.III - $K_r$	-	0,20
Coefficiente Tab. 3.III – $Z_0$	m	0,10
Coefficiente Tab. 3.III – $Z_{min}$	m	5
Coefficiente di topografia - $C_t$	-	1
Coefficiente di esposizione - $C_e$	-	2,07
Coefficiente aerodinamico - $C_p$	-	0,90
<b>Pressione cinetica di picco - <math>q_p=(1/1,6)*v_b^2*c_e*c_p</math></b>	<b>N/mq</b>	<b>848,83</b>
	<b>Kg/mq</b>	<b>84,88</b>

#### 4.6 Valutazione dell'azione concentrata del vento sulla sommità del palo

##### DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DEL VENTO SUL FARO

In corrispondenza del faro l'azione del vento può essere schematizzata come una forza puntuale. Per il calcolo del coefficiente di forza si fa riferimento al punto G.7

Dati	Unità di misura	Valore
Coefficiente di forza - $C_{FX}$	-	1,8
Larghezza del faro b	m	0,58
Spessore del faro – s	m	0,098
Area di riferimento A = bxs	mq	0,035
<b>Forza puntuale del vento <math>F_X=2*q_p*c_{FX}*A</math></b>	<b>N</b>	<b>106,95</b>
	<b>Kg</b>	<b>10,90</b>

#### 4.7 Valutazione dell'azione distribuita del vento lungo lo sviluppo del palo

##### DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DEL VENTO LUNGO LO SVILUPPO DEL PALO

Lungo lo sviluppo del palo l'azione del vento può essere schematizzata come una forza per unità di lunghezza. Per il calcolo del coefficiente di forza si fa riferimento al punto G.10.6

Dati	Unità di misura	Valore
Diametro del palo medio - d	m	0,114

Dimensione di riferimento – l=d	m	0,114
Coefficiente di profilo medio del vento	-	0,99
Velocità media del vento - $V_m=C_m * v_b$	m/s	26,73
Viscosità cinematica dell'aria - $\nu$	mq/s	0,000015
Numero di Reynolds - $Re=l * v_m/\nu$	-	185328
Scabrezza della superficie (Tab. G XVII) - K	mm	0,20
Parametro – K/d	-	0,0017
Coefficiente di forza ideale (curva A) - $C_{fx0,A}$		1,0913
Coefficiente di forza ideale (curva B) - $C_{fx0,B}$		0,7610
Coefficiente di forza ideale (Fig. G.51) - $C_{fx0}=C_{fx0,B}$	Km	0,7610
Snellezza effettiva (Tab. G. XIX) - $\lambda$	-	82,57
Coefficiente di snellezza (Formule G.23) - $\Psi_\lambda$	-	0,9292
Coefficiente di forza - $C_{fx}=C_{fx0} * \Psi_\lambda$	m	0,7071
<b>Forza del vento per unità di lunghezza <math>f_x=q_p * C_{fx} * l</math></b>	<b>N/m</b>	<b>78,02</b>
	<b>Kg/m</b>	<b>7,95</b>

NOTA: per il calcolo della velocità media del vento e del numero di Reynolds si è fatto riferimento rispettivamente ai paragrafi 3.2.5 e 3.3.7 della norma di riferimento.

#### 4.8 Azione sismica

Dati	Unità di misura	Valore
$C_1$	-	0,05
H	m	10,00
$m T_1=C_1 * H^{3/4}$	-	0,2811
$T_c^*$		0,451
$C_c$		1,290
$F_0$		2,710
$a_g/g$		0,083
$S_T$		1,00
$S_S$		1,20
$S=S_T * S_S$		1,20
verifica $T_1 < 2,5 * C_c * T_c^*$		1,454 verificato
verifica $T_1 < T_D$		1,930 verificato
Q		2,40
$S_d(T_1)=a_g * S * F_0/q$		0,112

W	Kg	107,10
$\Lambda$	-	1
$F_h = S_d(T_1) * W * \lambda / g$	Kg	1,221

#### 4.9 Verifiche di sicurezza

#### 4.10 Verifiche di sicurezza per carichi non sismici

##### VERIFICHE

##### PALO

Per le verifiche sul palo, sono stati utilizzati i seguenti parametri:

Dati	Unità di misura	Valore
Altezza del palo – L	m	10,00
Diametro di base del palo - D	cm	16,80
Spessore sezione trasversale	mm	3,00
Tensione di snervamento acciaio S235JR - $f_y$	Kg/cm <sup>2</sup>	2350

##### VERIFICA A FLESSIONE

Dati	Unità di misura	Valore
Parametro sezione trasversale D/t	-	49,03
Parametro resistenza - $\epsilon = (235/f_{yk})^{1/2}$	-	0,924
Classe sezione trasversale $I = D/t \leq 50 * \epsilon^2$	-	42,69
Coefficiente STR carichi accidentali $g_Q$	-	1,50 (sfavorevole)
Momento massimo dovuto a $f_x$ - $M_f = g_Q * f_x * L^2 / 2$	Kgm	477,00
Momento massimo dovuto a $F_x$ - $M_F = g_Q * F_x * L$	Kgm	163,50
Coeff. Parz. Di sicurezza per la resistenza - $g_{M0}$	-	1,05
Modulo di resistenza plastico - $W_{pl} = (D^3 - (D-2*t)^3) / 6$	cmc	580,32
<b>Momento resistente di progetto <math>M_{c,Rd} = (W_{pl} * f_y) / g_{M0}</math></b>	<b>Kgm</b>	<b>1784,00 (verificato)</b>
<b>Momento sollecitante alla base del palo - <math>M_{sd} = M_f + M_F</math></b>	<b>Kgm</b>	<b>640,50</b>

##### PLINTO DI FONDAZIONE

Per la struttura di fondazione del palo, sono stati utilizzati i seguenti parametri:

Dati	Unità di misura	Valore
Altezza del plinto – h	cm	100



Base del plinto – b	cm	100
Peso specifico cls	Kg/mc	2500
Peso del palo (solo fusto) - $N_p$	Kg	93
Peso dello sbraccio - $N_s$	Kg	6
Peso del faro – $N_{faro}$	Kg	8,1
Altezza del palo – L	m	10,00

### VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Si riportano di seguito i calcoli effettuati:

Dati	Unità di misura	Valore
Coefficiente EQU carichi permanenti - $g_G$	-	0,90
Coefficiente EQU carichi accidentali - $g_Q$	-	1,50
Momento massimo dovuto a $f_x$ - $M_f = g_Q * f_x * L^2 / 2$	Kgm	477,00
Momento massimo dovuto a $F_x$ - $M_F = g_Q * F_x * L$	Kgm	163,50
Taglio massimo dovuto a $f_x$ - $T_f = g_Q * f_x * L$	Kg	119,25
Taglio massimo dovuto a $F_x$ - $T_F = g_Q * F_x$	Kg	16,35
Peso del palo (solo fusto) - $N_p = g_G * N_p$	Kg	83,70
Peso dello sbraccio - $N_s = g_G * N_s$	Kg	5,40
Peso del faro - $N_{faro} = g_G * N_{faro}$	Kg	7,29
Peso del plinto - $P = g_G * g_{cls} * V_{plinto}$	Kg	2250
Momento alla base del palo - $M_{Sd} = M_f + M_F$	Kgm	640,50
Taglio alla base del palo - $T_{Sd} = T_f + T_F$	Kg	135,60
Compressione alla base del palo - $N_p = N_p + N_s + N_{faro}$	Kg	96,99
<b>Momento stabilizzante - <math>M_S = (N_p + P) * b / 2</math></b>	<b>Kgm</b>	<b>1173,49 (verificato)</b>
<b>Momento ribaltante - <math>M_R = M_{Sd} + T_{Sd} * h</math></b>	<b>Kgm</b>	<b>776,10</b>

### VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Si riportano di seguito i calcoli effettuati:

Dati	Unità di misura	Valore
Coefficiente A1 carichi permanenti - $g_G$	-	1,00 (favorevoli)
Coefficiente A2 carichi accidentali - $g_Q$	-	1,50 (sfavorevoli)
Coefficiente M1 parametri geotecnici - $g_{\phi'}$	-	1
Coefficiente R3 scorrimento - $g_R$	-	1,10
Taglio massimo dovuto a $f_x$ - $T_f = g_Q * f_x * L$	Kg	119,25
Taglio massimo dovuto a $F_x$ - $T_F = g_Q * F_x$	Kg	16,35



Peso del palo (solo fusto) - $N_p = gG * N_p$	Kg	93
Peso dello sbraccio - $N_s = gG * N_s$	Kg	6
Peso del faro - $N_{faro} = gG * N_{faro}$	Kg	8,10
Peso del plinto - $P = gG * g_{cls} * V_{plinto}$	Kg	2500
Angolo di attrito terreno-cls - $d = 2/3 * \phi'$	gradi	20,00°
<b>Forza resistente - <math>FR = (N_p + N_s + N_{faro} + P) * \tan(d/g\phi') / g_R</math></b>	<b>Kg</b>	<b>862,64 (verificato)</b>
<b>Forza di scorrimento - <math>F_s = T_f + T_F</math></b>	<b>Kg</b>	<b>135,60</b>

### VERIFICA DELLA CAPACITÀ PORTANTE

Dalla vasta bibliografia esistente sulla zona oggetto dell'intervento, si è ipotizzato un terreno di fondazione caratterizzato dai seguenti parametri:

Dati	Unità di misura	Valore
Categoria suolo di fondazione	-	B
Peso specifico - $g$	Kg/cmc	1700
Angolo di attrito - $\phi'$	gradi	30,00°
Coesione efficace - $c'$	Kg/cm <sup>2</sup>	0,15

Si riportano di seguito i calcoli effettuati:

Dati	Unità di misura	Valore
Coefficiente A1 carichi permanenti - $g_G$	-	1,00 (favorevoli)
Coefficiente A2 carichi accidentali - $g_Q$	-	1,50 (sfavorevoli)
Coefficiente R3 capacità portante - $g_R$	-	2,30
Momento massimo dovuto a $f_x - M_f = gQ * f_x * L^2 / 2$	Kgm	477,00
Momento massimo dovuto a $F_x - M_F = gQ * F_x * L$	Kgm	163,50
Taglio massimo dovuto a $f_x - T_f = gQ * f_x * L$	Kg	119,25
Taglio massimo dovuto a $F_x - T_F = gQ * F_x$	Kg	16,35
Peso del palo (solo fusto) - $N_p = gG * N_p$	Kg	93,00
Peso dello sbraccio - $N_s = gG * N_s$	Kg	6
Peso del faro - $N_{faro} = gG * N_{faro}$	Kg	8,10
Peso del plinto - $P = gG * g_{cls} * V_{plinto}$	Kg	2500
Momento alla base del plinto - $M_{pl} = M_f + M_F + (T_f + T_F) * h$	Kgm	776,10
Compressione alla base del plinto - $N_{pl} = N_p + N_s + N_{faro} + P$	Kg	2607,10
Eccentricità - $e = M_{pl} / N_{pl}$	m	0,297
<b>Tensione di compressione massima - <math>\sigma_{max} = 2 * N_{pl}</math></b>	<b>Kg/cm<sup>2</sup></b>	<b>0,860 (verificato)</b>

$/3*b*(b/2 - e)$		
Tensione di compressione ammissibile - $s_{max} = q_{lim} / g_R$	Kg/cm <sup>2</sup>	4,05

#### 4.11 Verifiche di sicurezza in condizioni sismiche

##### VERIFICHE

##### PALO

Per le verifiche sul palo, sono stati utilizzati i seguenti parametri:

Dati	Unità di misura	Valore
Altezza del palo - L	m	10,00
Diametro di base del palo - D	cm	16,80
Spessore sezione trasversale	mm	3,00
Tensione di snervamento acciaio S235JR - $f_y$	Kg/cm <sup>2</sup>	2350

##### VERIFICA A FLESSIONE

Dati	Unità di misura	Valore
Parametro sezione trasversale D/t	-	49,03
Parametro resistenza - $\epsilon = (235/f_{yk})^{1/2}$	-	0,924
Classe sezione trasversale $I = D/t \leq 50 * \epsilon^2$	-	42,69
Momento massimo dovuto a $F_h$ - $M_F = F_h * L$	Kgm	11,53
Coeff. Parz. Di sicurezza per la resistenza - $g_{M0}$	-	1,05
Modulo di resistenza plastico - $W_{pl} = (D^3 - (D-2*t)^3) / 6$	cmc	580,32
<b>Momento resistente di progetto <math>M_{c,Rd} = (W_{pl} * f_y) / g_{M0}</math></b>	<b>Kgm</b>	<b>1784,00 (verificato)</b>
<b>Momento sollecitante alla base del palo - <math>M_{Sd} = M_F</math></b>	<b>Kgm</b>	<b>11,53</b>

##### PLINTO DI FONDAZIONE

Si riportano di seguito i parametri usati nelle verifiche:

Dati	Unità di misura	Valore
Altezza del plinto - h	cm	100
Base del plinto - b	cm	100
Peso specifico cls - $g_{cls}$	Kg/mc	2500
Peso del palo (solo fusto) - $N_p$	Kg	93
Peso dello sbraccio - $N_s = g_G * N_s$	Kg	6
Peso del faro - $N_{faro}$	Kg	8,1
Altezza del palo - L	m	10,00

## VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Si riportano di seguito i calcoli effettuati:

Dati	Unità di misura	Valore
Momento massimo dovuto a $F_h$ - $M_F = F_h * L$	Kgm	11,53
Taglio massimo dovuto a $F_h$ - $T_F = F_h$	Kg	1,153
Peso del palo (solo fusto) - $N_p$	Kg	93,00
Peso dello sbraccio - $N_s = gG * N_s$	Kg	6
Peso del faro - $N_{faro}$	Kg	8,1
Peso del plinto - $P = g_{cls} * V_{plinto}$	Kg	2500
Momento alla base del palo - $M_{Sd} = M_F$	Kgm	11,53
Taglio alla base del palo - $T_{Sd} = T_F$	Kg	1,153
Compressione alla base del palo - $N_{pl} = N_p + N_s + N_{faro}$	Kg	107,10
<b>Momento stabilizzante - <math>M_S = (N_p + P) * b / 2</math></b>	<b>Kgm</b>	<b>1303,55 (verificato)</b>
<b>Momento ribaltante - <math>M_R = M_{Sd} + T_{Sd} * h</math></b>	<b>Kgm</b>	<b>12,683</b>

## VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Si riportano di seguito i calcoli effettuati:

Dati	Unità di misura	Valore
Coefficiente $M_2$ - $g_{\phi'}$	-	1,25
Coefficiente $R_2$ scorrimento - $g_R$	-	1,10
Taglio massimo dovuto a $F_h$ - $T_F = F_h$	Kg	1,153
Peso del palo (solo fusto) - $N_p$	Kg	93,00
Peso dello sbraccio - $N_s = gG * N_s$	Kg	6
Peso del faro - $N_{faro}$	Kg	8,10
Peso del plinto - $P = g_{cls} * V_{plinto}$	Kg	2500
Angolo di attrito terreno - $cls - d$	-	20,00°
<b>Forza resistente - <math>FR = (N_p + N_s + N_{faro} + P) * \tan(d / g_{\phi'}) / g_R</math></b>	<b>Kgm</b>	<b>679,61 (verificato)</b>
<b>Forza di scorrimento - <math>F_s = T_f</math></b>	<b>Kgm</b>	<b>1,153</b>

## VERIFICA DELLA CAPACITÀ PORTANTE

Dati	Unità di misura	Valore
Momento massimo dovuto a $F_h$ - $M_F = F_h * L$	Kgm	11,53

Taglio massimo dovuto a $F_h - T_F = F_h$	Kg	1,153
Peso del palo (solo fusto) - $N_p$	Kg	93,00
Peso dello sbraccio - $N_s = gG * N_s$	Kg	6
Peso del faro - $N_{faro}$	Kg	8,10
Peso del plinto - $P = g_{cls} * V_{plinto}$	Kg	2500
Momento alla base del palo - $M_{Sd} = M_F + T_F * L$	Kgm	23,06
Compressione alla base del palo - $N_{pl} = N_p + N_s + N_{faro} + P$	Kg	2607,10
Eccentricità - $e = M_{pl} / N_{pl}$	m	0,008
<b>Tensione di compressione max - <math>s_{max}</math></b> <b><math>= N_{pl} / (b^2) + 6 * M_{pl} / (b^3)</math></b>	<b>Kg/cmq</b>	<b>0,257 (verificato)</b>
<b>Tensione di compressione ammissibile - <math>s_{max} = q_{lim} / g_R</math></b>	<b>Kg/cmq</b>	<b>6,19</b>

## 5 DESCRIZIONE DELL'OPERA - PALO 10 M FT (SBRACCIO 2,0 M).

Le verifiche di seguito riportate riguardano un palo conico diritto in acciaio S235JR di sezione tubolare variabile, di altezza complessiva, dal piano di fondazione, di 10,00 m e il relativo plinto di fondazione; la sezione trasversale alla base ha diametro esterno pari a circa 16,80 cm, mentre in sommità è di 6,00 cm. Lo spessore delle pareti è di 3 mm. In sommità il palo presenta un'armatura del peso di circa 8,10 kg, su uno sbraccio di 2,00 m. La struttura di fondazione è un plinto in c.a. prefabbricato di forma cubica ossia a base quadrata di lato 1,00 m ed altezza pari a 1,00 m.

### 5.1 Normativa di riferimento

Tale struttura è stata dimensionata secondo quanto stabilito dal D.M. 17/01/2018 "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" e dalla 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 17gennaio 2018".

### 5.2 Azioni di progetto

Le azioni di progetto prese in conto per la verifica dell'opera in oggetto sono:  
carichi permanenti (pesi propri dei materiali strutturali, carichi permanenti non strutturali)  
azione del vento  
azione sismica

Di seguito si riportano in dettaglio le azioni considerate.

### 5.3 Carichi permanenti

I carichi permanenti da considerare nelle verifiche di resistenza e stabilità sono rappresentati dai pesi propri degli elementi strutturali e non strutturali.

#### 5.4 Azioni del vento

Il vento esercita una duplice azione sull'elemento in esame:  
 un'azione concentrata, agente sulla sommità del palo, causata dalla pressione esercitata dal vento sull'apparecchio illuminante;  
 un'azione distribuita, agente lungo tutto lo sviluppo del palo, causata dalla pressione esercitata dal vento sulla superficie del palo stesso.

#### 5.5 Valutazione della velocità e della pressione del vento

##### DETERMINAZIONE DELLA PRESSIONE DI PICCO

Dati	Unità di misura	Valore
Altitudine del sito – $a_s$	m	18
Altezza massima del palo - z	m	10,00
Lunghezza del palo fuori terra - L	m	10,00
Zona		Puglia = zona 3
Velocità base di riferimento s.l.m. - $V_{b,0}$	m/s	27
Parametro Tab. 3.I - $a_0$	m	500
Parametro Tab. 3.I - $K_a$	1/s	0,020
Coefficiente di altitudine - $C_a$	-	1
Velocità base di riferimento (TR=50 anni) $V_b = C_a * V_{b,0}$	m/s	27
Classe di rugosità del terreno (Tab.3.III)	-	B
Distanza dalla costa	Km	<30
Categoria di esposizione del sito (Fig.3.3)	-	III
Coefficiente Tab. 3.III - $K_r$	-	0,20
Coefficiente Tab. 3.III – $Z_0$	m	0,10
Coefficiente Tab. 3.III – $Z_{min}$	m	5
Coefficiente di topografia - $C_t$	-	1
Coefficiente di esposizione - $C_e$	-	2,07
Coefficiente aerodinamico - $C_p$	-	0,90
<b>Pressione cinetica di picco - <math>q_p = (1/1,6) * v_b^2 * C_e * C_p</math></b>	<b>N/mq</b>	<b>848,83</b>
	<b>Kg/mq</b>	<b>84,88</b>

#### 5.6 Valutazione dell'azione concentrata del vento sulla sommità del palo

##### DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DEL VENTO SUL FARO

In corrispondenza del faro l'azione del vento può essere schematizzata come una forza puntuale. Per il calcolo del coefficiente di forza si fa riferimento al punto G.7

Dati	Unità di misura	Valore
Coefficiente di forza - $C_{FX}$	-	1,8
Larghezza del faro b	m	0,58
Spessore del faro - s	m	0,098
Area di riferimento $A = bxs$	m <sup>2</sup>	0,035
<b>Forza puntuale del vento <math>F_x = 2 * q_p * C_{FX} * A</math></b>	<b>N</b>	<b>106,95</b>
	<b>Kg</b>	<b>10,90</b>

### 5.7 Valutazione dell'azione distribuita del vento lungo lo sviluppo del palo

#### DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DEL VENTO LUNGO LO SVILUPPO DEL PALO

Lungo lo sviluppo del palo l'azione del vento può essere schematizzata come una forza per unità di lunghezza. Per il calcolo del coefficiente di forza si fa riferimento al punto G.10.6

Dati	Unità di misura	Valore
Diametro del palo medio - d	m	0,114
Dimensione di riferimento - l=d	m	0,114
Coefficiente di profilo medio del vento	-	0,99
Velocità media del vento - $V_m = C_m * v_b$	m/s	26,73
Viscosità cinematica dell'aria - $\nu$	m <sup>2</sup> /s	0,000015
Numero di Reynolds - $Re = l * v_m / \nu$	-	185328
Scabrezza della superficie (Tab. G XVII) - K	mm	0,20
Parametro - K/d	-	0,0017
Coefficiente di forza ideale (curva A) - $C_{fx0,A}$		1,0913
Coefficiente di forza ideale (curva B) - $C_{fx0,B}$		0,7610
Coefficiente di forza ideale (Fig. G.51) - $C_{fx0} = C_{fx0,B}$	Km	0,7610
Snellezza effettiva (Tab. G. XIX) - $\lambda$	-	82,57
Coefficiente di snellezza (Formule G.23) - $\Psi_\lambda$	-	0,9292
Coefficiente di forza - $C_{fx} = C_{fx0} * \Psi_\lambda$	m	0,7071
<b>Forza del vento per unità di lunghezza <math>f_x = q_p * C_{fx} * l</math></b>	<b>N/m</b>	<b>78,02</b>
	<b>Kg/m</b>	<b>7,95</b>

NOTA: per il calcolo della velocità media del vento e del numero di Reynolds si è fatto riferimento rispettivamente ai paragrafi 3.2.5 e 3.3.7 della norma di riferimento.

### 5.8 Azione sismica

Dati	Unità di misura	Valore
C <sub>1</sub>	-	0,05
H	m	10,00
$m T_1 = C_1 * H^{3/4}$	-	0,2811
T* <sub>c</sub>		0,451
C <sub>c</sub>		1,290
F <sub>0</sub>		2,710
a <sub>g</sub> /g		0,083
S <sub>T</sub>		1,00
S <sub>S</sub>		1,20
S=S <sub>T</sub> *S <sub>S</sub>		1,20
verifica T <sub>1</sub> <2,5*C <sub>c</sub> *T* <sub>c</sub>		1,454 verificato
verifica T <sub>1</sub> <T <sub>D</sub>		1,930 verificato
Q		2,40
S <sub>d</sub> (T <sub>1</sub> )=a <sub>g</sub> *S*F <sub>0</sub> /q		0,112
W	Kg	107,10
Λ	-	1
<b>F<sub>h</sub>=S<sub>d</sub>(T<sub>1</sub>)*W*λ/g</b>	<b>Kg</b>	<b>1,221</b>

## 5.9 verifiche di sicurezza

### 5.10 Verifiche di sicurezza per carichi non sismici

#### VERIFICHE

#### PALO

Per le verifiche sul palo, sono stati utilizzati i seguenti parametri:

Dati	Unità di misura	Valore
Altezza del palo – L	m	10,00
Diametro di base del palo - D	cm	16,80
Spessore sezione trasversale	mm	3,00
Tensione di snervamento acciaio S235JR - f <sub>y</sub>	Kg/cm <sup>2</sup>	2350

#### VERIFICA A FLESSIONE

Dati	Unità di misura	Valore
Parametro sezione trasversale D/t	-	49,03



Parametro resistenza - $\epsilon=(235/f_{yk})^{\wedge}1/2$	-	0,924
Classe sezione trasversale $I= D/t\leq 50*\epsilon^{\wedge}2$	-	42,69
Coefficiente STR carichi accidentali $g_Q$	-	1,50 (sfavorevole)
Momento massimo dovuto a $f_x$ - $M_f=g_Q*f_x*L^2/2$	Kgm	477,00
Momento massimo dovuto a $F_x$ - $M_F=g_Q*F_x*L$	Kgm	163,50
Coeff. Parz. Di sicurezza per la resistenza - $g_{M0}$	-	1,05
Modulo di resistenza plastico - $W_{pl}=(D^{\wedge}3-(D-2*t)^{\wedge}3)/6$	cmc	580,32
<b>Momento resistente di progetto <math>M_{c,Rd}=(W_{pl}*f_y)/g_{M0}</math></b>	<b>Kgm</b>	<b>1784,00 (verificato)</b>
<b>Momento sollecitante alla base del palo - <math>M_{sd}=M_f+M_F</math></b>	<b>Kgm</b>	<b>640,50</b>

### PLINTO DI FONDAZIONE

Per la struttura di fondazione del palo, sono stati utilizzati i seguenti parametri:

Dati	Unità di misura	Valore
Altezza del plinto – h	cm	100
Base del plinto – b	cm	100
Peso specifico cls	Kg/mc	2500
Peso del palo (solo fusto) - $N_p$	Kg	93
Peso dello sbraccio - $N_s$	Kg	12
Peso del faro – $N_{faro}$	Kg	8,1
Altezza del palo – L	m	10,00

### VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Si riportano di seguito i calcoli effettuati:

Dati	Unità di misura	Valore
Coefficiente EQU carichi permanenti - $g_G$	-	0,90
Coefficiente EQU carichi accidentali - $g_Q$	-	1,50
Momento massimo dovuto a $f_x$ - $M_f=g_Q*f_x*L^2/2$	Kgm	477,00
Momento massimo dovuto a $F_x$ - $M_F=g_Q*F_x*L$	Kgm	163,50
Taglio massimo dovuto a $f_x$ - $T_f=g_Q*f_x*L$	Kg	119,25
Taglio massimo dovuto a $F_x$ - $T_F=g_Q*F_x$	Kg	16,35
Peso del palo (solo fusto) - $N_p=g_G*N_p$	Kg	83,70
Peso dello sbraccio - $N_s=g_G*N_s$	Kg	10,8
Peso del faro - $N_{faro}=g_G*N_{faro}$	Kg	7,29
Peso del plinto - $P=g_G*g_{cls}*V_{plinto}$	Kg	2250

Momento alla base del palo - $MSd=Mf+MF$	Kgm	640,50
Taglio alla base del palo - $TSd=Tf+TF$	Kg	135,60
Compressione alla base del palo - $Np=Np+Ns+Nfaro$	Kg	102,39
<b>Momento stabilizzante - <math>MS=(Np+P)*b/2</math></b>	<b>Kgm</b>	<b>1176,19 (verificato)</b>
<b>Momento ribaltante - <math>MR=MSd+TSd*h</math></b>	<b>Kgm</b>	<b>776,10</b>

## VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Si riportano di seguito i calcoli effettuati:

Dati	Unità di misura	Valore
Coefficiente A1 carichi permanenti - $g_G$	-	1,00 (favorevoli)
Coefficiente A2 carichi accidentali - $g_Q$	-	1,50 (sfavorevoli)
Coefficiente M1 parametri geotecnici - $g_{\phi'}$	-	1
Coefficiente R3 scorrimento - $g_R$	-	1,10
Taglio massimo dovuto a $f_x$ - $Tf=gQ*f_x*L$	Kg	119,25
Taglio massimo dovuto a $F_x$ - $TF=gQ*F_x$	Kg	16,35
Peso del palo (solo fusto) - $Np=gG*Np$	Kg	93
Peso dello sbraccio - $Ns=gG*Ns$	Kg	12
Peso del faro - $Nfaro=gG*Nfaro$	Kg	8,10
Peso del plinto - $P=gG*g_{cls}*V_{plinto}$	Kg	2500
Angolo di attrito terreno-cls - $d=2/3*\phi'$	gradi	20,00°
<b>Forza resistente - <math>FR=(Np+Ns+Nfaro+P)*\tan(d/g_{\phi'})/g_R</math></b>	<b>Kg</b>	<b>864,64 (verificato)</b>
<b>Forza di scorrimento - <math>F_s=T_f+T_F</math></b>	<b>Kg</b>	<b>135,60</b>

## VERIFICA DELLA CAPACITÀ PORTANTE

Dalla vasta bibliografia esistente sulla zona oggetto dell'intervento, si è ipotizzato un terreno di fondazione caratterizzato dai seguenti parametri:

Dati	Unità di misura	Valore
Categoria suolo di fondazione	-	B
Peso specifico - $g$	Kg/cm <sup>3</sup>	1700
Angolo di attrito - $\phi'$	gradi	30,00°
Coesione efficace - $c'$	Kg/cm <sup>2</sup>	0,15

Si riportano di seguito i calcoli effettuati:

Dati	Unità di misura	Valore
------	-----------------	--------



Coefficiente A1 carichi permanenti - $g_G$	-	1,00 (favorevoli)
Coefficiente A2 carichi accidentali - $g_Q$	-	1,50 (sfavorevoli)
Coefficiente R3 capacità portante - $g_R$	-	2,30
Momento massimo dovuto a $f_x - M_f = g_Q * f_x * L^2 / 2$	Kgm	477,00
Momento massimo dovuto a $F_x - M_F = g_Q * F_x * L$	Kgm	163,50
Taglio massimo dovuto a $f_x - T_f = g_Q * f_x * L$	Kg	119,25
Taglio massimo dovuto a $F_x - T_F = g_Q * F_x$	Kg	16,35
Peso del palo (solo fusto) - $N_p = g_G * N_p$	Kg	93,00
Peso dello sbraccio - $N_s = g_G * N_s$	Kg	12
Peso del faro - $N_{faro} = g_G * N_{faro}$	Kg	8,10
Peso del plinto - $P = g_G * g_{cls} * V_{plinto}$	Kg	2500
Momento alla base del plinto - $M_{pl} = M_f + M_F + (T_f + T_F) * h$	Kgm	776,10
Compressione alla base del plinto - $N_{pl} = N_p + N_s + N_{faro} + P$	Kg	2613,10
Eccentricità - $e = M_{pl} / N_{pl}$	m	0,296
Tensione di compressione massima - $\sigma_{max} = 2 * N_{pl} / (3 * b * (b/2 - e))$	Kg/cm <sup>2</sup>	0,860 (verificato)
Tensione di compressione ammissibile - $\sigma_{max} = \sigma_{lim} / g_R$	Kg/cm <sup>2</sup>	4,05

### 5.11 Verifiche di sicurezza in condizioni sismiche

#### VERIFICHE

##### PALO

Per le verifiche sul palo, sono stati utilizzati i seguenti parametri:

Dati	Unità di misura	Valore
Altezza del palo - L	m	10,00
Diametro di base del palo - D	cm	16,80
Spessore sezione trasversale	mm	3,00
Tensione di snervamento acciaio S235JR - $f_y$	Kg/cm <sup>2</sup>	2350

#### VERIFICA A FLESSIONE

Dati	Unità di misura	Valore
Parametro sezione trasversale D/t	-	49,03
Parametro resistenza - $\epsilon = (235 / f_{yk})^{1/2}$	-	0,924
Classe sezione trasversale $I = D/t \leq 50 * \epsilon^2$	-	42,69
Momento massimo dovuto a $F_h - M_F = F_h * L$	Kgm	11,53
Coeff. Parz. Di sicurezza per la resistenza - $g_{M0}$	-	1,05



Modulo di resistenza plastico - $W_{pl}=(D^3-(D-2*t)^3)/6$	cmc	580,32
Momento resistente di progetto $M_{c,Rd}=(W_{pl}*f_y)/\gamma_{M0}$	Kgm	1784,00 (verificato)
Momento sollecitante alla base del palo - $M_{Sd}=MF$	Kgm	11,53

### PLINTO DI FONDAZIONE

Si riportano di seguito i parametri usati nelle verifiche:

Dati	Unità di misura	Valore
Altezza del plinto – h	cm	100
Base del plinto – b	cm	100
Peso specifico cls - $\gamma_{cls}$	Kg/mc	2500
Peso del palo (solo fusto) - $N_p$	Kg	93
Peso dello sbraccio - $N_s = \gamma_G * N_s$	Kg	12
Peso del faro – $N_{faro}$	Kg	8,1
Altezza del palo – L	m	10,00

### VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Si riportano di seguito i calcoli effettuati:

Dati	Unità di misura	Valore
Momento massimo dovuto a $F_h$ - $M_F = F_h * L$	Kgm	11,53
Taglio massimo dovuto a $F_h$ - $T_F = F_h$	Kg	1,153
Peso del palo (solo fusto) - $N_p$	Kg	93,00
Peso dello sbraccio - $N_s = \gamma_G * N_s$	Kg	6
Peso del faro - $N_{faro}$	Kg	8,1
Peso del plinto - $P = \gamma_{cls} * V_{plinto}$	Kg	2500
Momento alla base del palo - $M_{Sd} = MF$	Kgm	11,53
Taglio alla base del palo - $T_{Sd} = T_F$	Kg	1,153
Compressione alla base del palo - $N_{pl} = N_p + N_s + N_{faro}$	Kg	113,10
Momento stabilizzante - $M_S = (N_p + P) * b / 2$	Kgm	1305,75 (verificato)
Momento ribaltante - $M_R = M_{Sd} + T_{Sd} * h$	Kgm	12,683

### VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Si riportano di seguito i calcoli effettuati:

Dati	Unità di misura	Valore
------	-----------------	--------



Coefficiente M2 - $g_{\phi'}$	-	1,25
Coefficiente R2 scorrimento - $g_R$	-	1,10
Taglio massimo dovuto a $F_h - T_F = F_h$	Kg	1,153
Peso del palo (solo fusto) - $N_p$	Kg	93,00
Peso dello sbraccio - $N_s = gG * N_s$	Kg	12
Peso del faro - $N_{faro}$	Kg	8,10
Peso del plinto - $P = g_{cls} * V_{plinto}$	Kg	2500
Angolo di attrito terreno - $cls - d$	-	20,00°
<b>Forza resistente - <math>FR = (N_p + N_s + N_{faro} + P) * \tan(d/g_{\phi'}) / g_R</math></b>	<b>Kgm</b>	<b>681,61 (verificato)</b>
<b>Forza di scorrimento - <math>F_s = T_f</math></b>	<b>Kgm</b>	<b>1,153</b>

## VERIFICA DELLA CAPACITÀ PORTANTE

Dati	Unità di misura	Valore
Momento massimo dovuto a $F_h - M_F = F_h * L$	Kgm	11,53
Taglio massimo dovuto a $F_h - T_F = F_h$	Kg	1,153
Peso del palo (solo fusto) - $N_p$	Kg	93,00
Peso dello sbraccio - $N_s = gG * N_s$	Kg	12
Peso del faro - $N_{faro}$	Kg	8,10
Peso del plinto - $P = g_{cls} * V_{plinto}$	Kg	2500
Momento alla base del palo - $M_{Sd} = M_F + T_F * L$	Kgm	23,06
Compressione alla base del palo - $N_{pl} = N_p + N_s + N_{faro} + P$	Kg	2613,10
Eccentricità - $e = M_{pl} / N_{pl}$	m	0,008
<b>Tensione di compressione max - <math>s_{max} = N_{pl} / (b^2) + 6 * M_{pl} / (b^3)</math></b>	<b>Kg/cmq</b>	<b>0,257 (verificato)</b>
<b>Tensione di compressione ammissibile - <math>s_{max} = q_{lim} / g_R</math></b>	<b>Kg/cmq</b>	<b>6,19</b>

## 6 DESCRIZIONE DELL'OPERA - PALO 10 M FT

Le verifiche di seguito riportate riguardano un palo conico diritto in acciaio S235JR di sezione tubolare variabile, di altezza complessiva, dal piano di fondazione, di 10,00 m e il relativo plinto di fondazione; la sezione trasversale alla base ha diametro esterno pari a circa 16,80 cm, mentre in sommità è di 6,00 cm. Lo spessore delle pareti è  $d = 3$  mm. In sommità il palo presenta un'armatura del peso di circa 8,10 kg. La struttura di fondazione è un plinto in c.a. prefabbricato di forma cubica ossia a base quadrata di lato 1,00 m ed altezza pari a 1,00 m.

### 6.1 Normativa di riferimento

Tale struttura è stata dimensionata secondo quanto stabilito dal D.M. 17/01/2018 "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" e dalla Circolare 21 Gennaio 2019 n. 7 C.S.LL.PP.

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

## 6.2 Azioni di progetto

Le azioni di progetto prese in conto per la verifica dell'opera in oggetto sono:  
carichi permanenti (pesi propri dei materiali strutturali, carichi permanenti non strutturali)  
azione del vento  
azione sismica

Di seguito si riportano in dettaglio le azioni considerate.

## 6.3 Carichi permanenti

I carichi permanenti da considerare nelle verifiche di resistenza e stabilità sono rappresentati dai pesi propri degli elementi strutturali e non strutturali.

## 6.4 Azioni del vento

Il vento esercita una duplice azione sull'elemento in esame:  
un'azione concentrata, agente sulla sommità del palo, causata dalla pressione esercitata dal vento sull'apparecchio illuminante;  
un'azione distribuita, agente lungo tutto lo sviluppo del palo, causata dalla pressione esercitata dal vento sulla superficie del palo stesso.

## 6.5 Valutazione della velocità e della pressione del vento

### DETERMINAZIONE DELLA PRESSIONE DI PICCO

Dati	Unità di misura	Valore
Altitudine del sito – as	m	18
Altezza massima del palo - z	m	10,00
Lunghezza del palo fuori terra - L	m	10,00
Zona		Puglia = zona 3
Velocità base di riferimento s.l.m. - $V_{b,0}$	m/s	27
Parametro Tab. 3.I - $a_0$	m	500
Parametro Tab. 3.I - $K_a$	1/s	0,020
Coefficiente di altitudine - $C_a$	-	1
Velocità base di riferimento (TR=50 anni) $V_b=C_a * V_{b,0}$	m/s	27
Classe di rugosità del terreno (Tab.3.III)	-	B
Distanza dalla costa	Km	<30
Categoria di esposizione del sito (Fig.3.3)	-	III
Coefficiente Tab. 3.III - $K_r$	-	0,20

Coefficiente Tab. 3.III – $Z_0$	m	0,10
Coefficiente Tab. 3.III – $Z_{min}$	m	5
Coefficiente di topografia - $C_t$	-	1
Coefficiente di esposizione - $C_e$	-	2,07
Coefficiente aerodinamico - $C_p$	-	0,90
Pressione cinetica di picco - $q_p = (1/1,6) * v_b^2 * c_e * c_p$	N/mq	848,83
	Kg/mq	84,88

## 6.6 Valutazione dell'azione concentrata del vento sulla sommità del palo

### DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DEL VENTO SUL FARO

In corrispondenza del faro l'azione del vento può essere schematizzata come una forza puntuale. Per il calcolo del coefficiente di forza si fa riferimento al punto G.7

Dati	Unità di misura	Valore
Coefficiente di forza - $C_{FX}$	-	1,8
Larghezza del faro b	m	0,58
Spessore del faro – s	m	0,098
Area di riferimento $A = b * s$	mq	0,035
Forza puntuale del vento $F_X = 2 * q_p * C_{FX} * A$	N	106,95
	Kg	10,90

## 6.7 Valutazione dell'azione distribuita del vento lungo lo sviluppo del palo

### DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DEL VENTO LUNGO LO SVILUPPO DEL PALO

Lungo lo sviluppo del palo l'azione del vento può essere schematizzata come una forza per unità di lunghezza. Per il calcolo del coefficiente di forza si fa riferimento al punto G.10.6

Dati	Unità di misura	Valore
Diametro del palo medio - d	m	0,114
Dimensione di riferimento – l=d	m	0,114
Coefficiente di profilo medio del vento	-	0,99
Velocità media del vento - $V_m = C_m * v_b$	m/s	26,73
Viscosità cinematica dell'aria - $\nu$	mq/s	0,000015
Numero di Reynolds - $Re = l * v_m / \nu$	-	185328
Scabrezza della superficie (Tab. G XVII) - K	mm	0,20
Parametro – K/d	-	0,0017
Coefficiente di forza ideale (curva A) - $C_{fx0,A}$		1,0913



Coefficiente di forza ideale (curva B) - $C_{fx0,B}$		0,7610
Coefficiente di forza ideale (Fig. G.51) - $C_{fx0}=C_{fx0,B}$	Km	0,7610
Snellezza effettiva (Tab. G. XIX) - $\lambda$	-	82,57
Coefficiente di snellezza (Formule G.23) - $\Psi_\lambda$	-	0,9292
Coefficiente di forza - $C_{fx}=C_{fx,0} * \Psi_\lambda$	m	0,7071
<b>Forza del vento per unità di lunghezza <math>f_x=q_p * c_{fx} * I</math></b>	<b>N/m</b>	<b>78,02</b>
	<b>Kg/m</b>	<b>7,95</b>

NOTA: per il calcolo della velocità media del vento e del numero di Reynolds si è fatto riferimento rispettivamente ai paragrafi 3.2.5 e 3.3.7 della norma di riferimento.

## 6.8 Azione sismica

Dati	Unità di misura	Valore
$C_1$	-	0,05
H	m	10,00
$m T_1=C_1 * H^{3/4}$	-	0,2811
$T^*_c$		0,451
$C_c$		1,290
$F_0$		2,710
$a_g/g$		0,083
$S_T$		1,00
$S_S$		1,20
$S=S_T * S_S$		1,20
verifica $T_1 < 2,5 * C_c * T^*_c$		1,454 verificato
verifica $T_1 < T_D$		1,930 verificato
Q		2,40
$S_d(T_1)=a_g * S * F_0/q$		0,112
W	Kg	101,10
$\Lambda$	-	1
$F_h=S_d(T_1) * W * \Lambda/g$	Kg	<b>1,153</b>

## 6.9 verifiche di sicurezza



## 6.10 Verifiche di sicurezza per carichi non sismici

### VERIFICHE

#### PALO

Per le verifiche sul palo, sono stati utilizzati i seguenti parametri:

Dati	Unità di misura	Valore
Altezza del palo – L	m	10,00
Diametro di base del palo - D	cm	16,80
Spessore sezione trasversale	mm	3,00
Tensione di snervamento acciaio S235JR - $f_y$	Kg/cm <sup>2</sup>	2350

#### VERIFICA A FLESSIONE

Dati	Unità di misura	Valore
Parametro sezione trasversale D/t	-	49,03
Parametro resistenza - $\epsilon = (235/f_{yk})^{1/2}$	-	0,924
Classe sezione trasversale $I = D/t \leq 50 * \epsilon^{1/2}$	-	42,69
Coefficiente STR carichi accidentali $g_Q$	-	1,50 (sfavorevole)
Momento massimo dovuto a $f_x$ - $M_f = g_Q * f_x * L^2 / 2$	Kgm	477,00
Momento massimo dovuto a $F_x$ - $M_F = g_Q * F_x * L$	Kgm	163,50
Coeff. Parz. Di sicurezza per la resistenza - $g_{M0}$	-	1,05
Modulo di resistenza plastico - $W_{pl} = (D^3 - (D-2*t)^3) / 6$	cmc	580,32
<b>Momento resistente di progetto <math>M_{c,Rd} = (W_{pl} * f_y) / g_{M0}</math></b>	<b>Kgm</b>	<b>1784,00 (verificato)</b>
<b>Momento sollecitante alla base del palo - <math>M_{Sd} = M_f + M_F</math></b>	<b>Kgm</b>	<b>640,50</b>

#### PLINTO DI FONDAZIONE

Per la struttura di fondazione del palo, sono stati utilizzati i seguenti parametri:

Dati	Unità di misura	Valore
Altezza del plinto – h	cm	100
Base del plinto – b	cm	100
Peso specifico cls	Kg/mc	2500
Peso del palo (solo fusto) - $N_p$	Kg	93
Peso del faro – $N_{faro}$	Kg	8,1
Altezza del palo – L	m	10,00

#### VERIFICA AL RIBALTAMENTO



Si riportano di seguito i calcoli effettuati:

Dati	Unità di misura	Valore
Coefficiente EQU carichi permanenti - gG	-	0,90
Coefficiente EQU carichi accidentali - gQ	-	1,50
Momento massimo dovuto a $f_x$ - $M_f = gQ * f_x * L^2 / 2$	Kgm	477,00
Momento massimo dovuto a $F_x$ - $M_F = gQ * F_x * L$	Kgm	163,50
Taglio massimo dovuto a $f_x$ - $T_f = gQ * f_x * L$	Kg	119,25
Taglio massimo dovuto a $F_x$ - $T_F = gQ * F_x$	Kg	16,35
Peso del palo (solo fusto) - $N_p = gG * N_p$	Kg	83,70
Peso del faro - $N_{faro} = gG * N_{faro}$	Kg	7,29
Peso del plinto - $P = gG * g_{cls} * V_{plinto}$	Kg	2250
Momento alla base del palo - $M_{Sd} = M_f + M_F$	Kgm	640,50
Taglio alla base del palo - $T_{Sd} = T_f + T_F$	Kg	135,60
Compressione alla base del palo - $N_p = N_p + N_s + N_{faro}$	Kg	90,99
<b>Momento stabilizzante - <math>M_S = (N_p + P) * b / 2</math></b>	<b>Kgm</b>	<b>1170,49 (verificato)</b>
<b>Momento ribaltante - <math>M_R = M_{Sd} + T_{Sd} * h</math></b>	<b>Kgm</b>	<b>776,10</b>

### VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Si riportano di seguito i calcoli effettuati:

Dati	Unità di misura	Valore
Coefficiente A1 carichi permanenti - gG	-	1,00 (favorevoli)
Coefficiente A2 carichi accidentali - gQ	-	1,50 (sfavorevoli)
Coefficiente M1 parametri geotecnici - $g_{\phi'}$	-	1
Coefficiente R3 scorrimento - gR	-	1,10
Taglio massimo dovuto a $f_x$ - $T_f = gQ * f_x * L$	Kg	119,25
Taglio massimo dovuto a $F_x$ - $T_F = gQ * F_x$	Kg	16,35
Peso del palo (solo fusto) - $N_p = gG * N_p$	Kg	93
Peso del faro - $N_{faro} = gG * N_{faro}$	Kg	8,10
Peso del plinto - $P = gG * g_{cls} * V_{plinto}$	Kg	2500
Angolo di attrito terreno-cls - $d = 2/3 * \phi'$	gradi	20,00°
<b>Forza resistente - <math>F_R = (N_p + N_s + N_{faro} + P) * \tan(d/g_{\phi'}) / g_R</math></b>	<b>Kg</b>	<b>854,28 (verificato)</b>
<b>Forza di scorrimento - <math>F_S = T_f + T_F</math></b>	<b>Kg</b>	<b>135,60</b>

### VERIFICA DELLA CAPACITÀ PORTANTE

Dalla vasta bibliografia esistente sulla zona oggetto dell'intervento, si è ipotizzato un terreno di

fondazione caratterizzato dai seguenti parametri:

Dati	Unità di misura	Valore
Categoria suolo di fondazione	-	B
Peso specifico – $\gamma$	Kg/cm <sup>3</sup>	1700
Angolo di attrito - $\phi'$	gradi	30,00°
Coazione efficace - $c'$	Kg/cm <sup>2</sup>	0,15

Si riportano di seguito i calcoli effettuati:

Dati	Unità di misura	Valore
Coefficiente A1 carichi permanenti - $\gamma_G$	-	1,00 (favorevoli)
Coefficiente A2 carichi accidentali - $\gamma_Q$	-	1,50 (sfavorevoli)
Coefficiente R3 capacità portante - $\gamma_R$	-	2,30
Momento massimo dovuto a $f_x \cdot M_f = \gamma_Q \cdot f_x \cdot L^2 / 2$	Kgm	477,00
Momento massimo dovuto a $F_x \cdot M_F = \gamma_Q \cdot F_x \cdot L$	Kgm	163,50
Taglio massimo dovuto a $f_x \cdot T_f = \gamma_Q \cdot f_x \cdot L$	Kg	119,85
Taglio massimo dovuto a $F_x \cdot T_F = \gamma_Q \cdot F_x$	Kg	16,35
Peso del palo (solo fusto) - $N_p = \gamma_G \cdot N_p$	Kg	93,00
Peso del faro - $N_{faro} = \gamma_G \cdot N_{faro}$	Kg	8,10
Peso del plinto - $P = \gamma_G \cdot \gamma_{cls} \cdot V_{plinto}$	Kg	2500
Momento alla base del plinto - $M_{pl} = M_f + M_F + (T_f + T_F) \cdot h$	Kgm	776,10
Compressione alla base del plinto - $N_{pl} = N_p + N_s + N_{faro} + P$	Kg	2601,1
Eccentricità - $e = M_{pl} / N_{pl}$	m	0,2983
Tensione di compressione massima - $\sigma_{max} = 2 \cdot N_{pl} / (3 \cdot b \cdot (b/2 - e))$	Kg/cm <sup>2</sup>	0,859 (verificato)
Tensione di compressione ammissibile - $\sigma_{max} = \sigma_{lim} / \gamma_R$	Kg/cm <sup>2</sup>	4,05

### 6.11 Verifiche di sicurezza in condizioni sismiche

#### VERIFICHE

#### PALO

Per le verifiche sul palo, sono stati utilizzati i seguenti parametri:

Dati	Unità di misura	Valore
Altezza del palo – L	m	10,00
Diametro di base del palo - D	cm	16,80
Spessore sezione trasversale	mm	3,00
Tensione di snervamento acciaio S235JR - $f_y$	Kg/cm <sup>2</sup>	2350

## VERIFICA A FLESSIONE

Dati	Unità di misura	Valore
Parametro sezione trasversale D/t	-	49,03
Parametro resistenza - $\epsilon=(235/f_{yk})^{\wedge}1/2$	-	0,924
Classe sezione trasversale $I= D/t \leq 50 * \epsilon^{\wedge}2$	-	42,69
Momento massimo dovuto a $F_h$ - $M_F=F_h * L$	Kgm	11,53
Coeff. Parz. Di sicurezza per la resistenza - $g_{M0}$	-	1,05
Modulo di resistenza plastico - $W_{pl}=(D^{\wedge}3-(D-2*t)^{\wedge}3)/6$	cmc	580,32
<b>Momento resistente di progetto <math>M_{c,Rd}=(W_{pl}*f_y)/g_{M0}</math></b>	<b>Kgm</b>	<b>1784,00 (verificato)</b>
<b>Momento sollecitante alla base del palo - <math>M_{Sd}=M_F</math></b>	<b>Kgm</b>	<b>11,53</b>

## PLINTO DI FONDAZIONE

Si riportano di seguito i parametri usati nelle verifiche:

Dati	Unità di misura	Valore
Altezza del plinto - h	cm	100
Base del plinto - b	cm	100
Peso specifico cls - $g_{cls}$	Kg/mc	2500
Peso del palo (solo fusto) - $N_p$	Kg	93
Peso del faro - $N_{faro}$	Kg	8,1
Altezza del palo - L	m	10,00

## VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Si riportano di seguito i calcoli effettuati:

Dati	Unità di misura	Valore
Momento massimo dovuto a $F_h$ - $M_F=F_h * L$	Kgm	11,53
Taglio massimo dovuto a $F_h$ - $T_F=F_h$	Kg	1,153
Peso del palo (solo fusto) - $N_p$	Kg	93,00
Peso del faro - $N_{faro}$	Kg	8,1
Peso del plinto - $P=g_{cls} * V_{plinto}$	Kg	2500
Momento alla base del palo - $M_{Sd}=M_F$	Kgm	11,53
Taglio alla base del palo - $T_{Sd}=T_F$	Kg	1,153
Compressione alla base del palo - $N_{pl}=N_p+N_s+N_{faro}$	Kg	101,10



Momento stabilizzante - $MS=(N_p+P)*b/2$	Kgm	1300,55 (verificato)
Momento ribaltante - $MR=MS_d+T_s*d$	Kgm	12,683

## VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Si riportano di seguito i calcoli effettuati:

Dati	Unità di misura	Valore
Coefficiente M2 - $g_{\phi'}$	-	1,25
Coefficiente R2 scorrimento - $g_R$	-	1,10
Taglio massimo dovuto a $F_h - T_F = F_h$	Kg	1,153
Peso del palo (solo fusto) - $N_p$	Kg	93,00
Peso del faro - $N_{faro}$	Kg	8,10
Peso del plinto - $P = g_{cls} * V_{plinto}$	Kg	2500
Angolo di attrito terreno - $cls - d$	-	20,00°
Forza resistente - $FR = (N_p + N_s + N_{faro} + P) * \tan(d/g_{\phi'}) / g_R$	Kgm	678,04 (verificato)
Forza di scorrimento - $F_s = T_f$	Kgm	1,153

## VERIFICA DELLA CAPACITÀ PORTANTE

Dati	Unità di misura	Valore
Momento massimo dovuto a $F_h - M_F = F_h * L$	Kgm	11,53
Taglio massimo dovuto a $F_h - T_F = F_h$	Kg	1,153
Peso del palo (solo fusto) - $N_p$	Kg	93,00
Peso del faro - $N_{faro}$	Kg	8,10
Peso del plinto - $P = g_{cls} * V_{plinto}$	Kg	2500
Momento alla base del palo - $MS_d = M_F + T_F * L$	Kgm	23,06
Compressione alla base del palo - $N_{pl} = N_p + N_s + N_{faro} + P$	Kg	2601,10
Eccentricità - $e = M_{pl} / N_{pl}$	m	0,008
Tensione di compressione max - $s_{max} = N_{pl} / (b^2) + 6 * M_{pl} / (b^3)$	Kg/cm <sup>2</sup>	0,257 (verificato)
Tensione di compressione ammissibile - $s_{max} = q_{lim} / g_R$	Kg/cm <sup>2</sup>	6,19

## 7 DESCEIZIONE DELL'OPERA- PALO 12 M FT.

Le verifiche di seguito riportate riguardano un palo conico diritto in acciaio S235JR di sezione tubolare variabile, di altezza complessiva, dal piano di fondazione, di 12,00 m e il relativo plinto di fondazione; la sezione trasversale alla base ha diametro esterno pari a circa 18,80 cm, mentre



in sommità è di 6,00 cm. Lo spessore delle pareti è di 3 mm. In sommità il palo presenta due armature del peso di circa 7,00 kg cadauna. La struttura di fondazione è un plinto in c.a. prefabbricato di forma prismatica ossia a base quadrata di lati 1,20 m ed altezza pari a 1,00 m.

### **7.1 Normativa di riferimento**

Tale struttura è stata dimensionata secondo quanto stabilito dal D.M. 17/01/2018 “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni” e dalla Circolare 21 Gennaio 2019 n. 7 C.S.LL.PP.

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

### **7.2 Caratteristiche dei materiali**

I materiali presenti in progetto rispettano le caratteristiche meccaniche e di resistenza riportate in seguito:

- LEGANTI: Idraulici, previsti dalla Legge 26/05/1965, n. 595 e norme armonizzate della serie EN 197
- AGGREGATI: Conformi alla parte armonizzata della norma europea UNI EN 12620
- ADDITIVI: Conformi alla parte armonizzata della norma europea EN 934-2
- ACQUA: Conforme alla norma UNI EN 1008
- ACCIAIO PER ARMATURA: B450C
- ACCIAIO PER PALO: S235JR

Il conglomerato cementizio da impiegarsi nelle strutture dei lavori in epigrafe sarà dosato in modo tale da garantire una classe C25/30. Le altre caratteristiche del conglomerato cementizio, conformi alla norma EN 206, sono riportate di seguito:

#### CLASSE DI ESPOSIZIONE: XC2

- COPRIFERRO MINIMO: 30 mm
- RAPPORTO ACQUA CEMENTO: < 0,60
- CLASSE DI CONSISTENZA DEL CALCESTRUZZO S4
- AGGREGATI D < 30 mm
- CONTENUTO DI CEMENTO > 300 daN/m<sup>3</sup>

Circa le altre prescrizioni esecutive si richiamano le disposizioni di cui al D.M.17/01/2018.

### **7.3 Azioni di progetto**

Le azioni di progetto prese in conto per la verifica dell'opera in oggetto sono:

- carichi permanenti (pesi propri dei materiali strutturali, carichi permanenti non strutturali)
- azione del vento
- azione sismica

Di seguito si riportano in dettaglio le azioni considerate.

### **7.4 Carichi permanenti**

I carichi permanenti da considerare nelle verifiche di resistenza e stabilità sono rappresentati dai pesi propri degli elementi strutturali e non strutturali.



## 7.5 Azioni del vento

Il vento esercita una duplice azione sull'elemento in esame:

- ✓ un'azione concentrata, agente sulla sommità del palo, causata dalla pressione esercitata dal vento sull'apparecchio illuminante;
- ✓ un'azione distribuita, agente lungo tutto lo sviluppo del palo, causata dalla pressione esercitata dal vento sulla superficie del palo stesso.

Per determinare l'entità delle due azioni suddette si è fatto riferimento alle norme CNR-DT207/2008 "Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni". In particolare, il calcolo è stato effettuato secondo i punti seguenti:

- ✓ valutazione della velocità e della pressione cinetica del vento (par. 3.2 della norma di riferimento);
- ✓ valutazione dell'azione concentrata del vento sulla sommità del palo (par. 3.3.3 e G.7/Allegato G della norma di riferimento);
- ✓ valutazione dell'azione distribuita del vento lungo lo sviluppo del palo (par. 3.3.4 e G.10/Allegato G della norma di riferimento).

## 7.6 Valutazione della velocità e della pressione del vento

Il primo passo è stato quello di determinare la velocità base di riferimento ( $v_b$ ) in funzione della posizione geografica e dell'altitudine sul livello del mare del sito di costruzione. In particolare, il sito ricade in zona 3 ed ha un'altitudine di 18 m s.l.m.

Successivamente, è stata definita la velocità di riferimento di progetto per un tempo di ritorno di 50 anni ed è stata determinata la categoria di esposizione del sito.

Infine, sono stati valutati il coefficiente di topografia, il coefficiente di esposizione e il coefficiente aerodinamico, tramite i quali è stato possibile determinare la pressione cinetica di picco.

Si riporta di seguito il dettaglio di tali calcoli:

### DETERMINAZIONE DELLA PRESSIONE DI PICCO

Dati	Unità di misura	Valore
Altitudine del sito - $a_s$	m	18
Altezza massima del palo - $z$	m	12,00
Lunghezza del palo fuori terra - $L$	m	12,00
Zona		Puglia = zona 3
Velocità base di riferimento s.l.m. - $V_{b,0}$	m/s	27
Parametro Tab. 3.I - $a_0$	m	500
Parametro Tab. 3.I - $K_a$	1/s	0,020
Coefficiente di altitudine - $C_a$	-	1
Velocità base di riferimento (TR=50 anni) $V_b = C_a * V_{b,0}$	m/s	27
Classe di rugosità del terreno (Tab.3.III)	-	B
Distanza dalla costa	Km	<30

Categoria di esposizione del sito (Fig.3.3)	-	III
Coefficiente Tab. 3.III - $K_r$	-	0,20
Coefficiente Tab. 3.III – $Z_0$	m	0,10
Coefficiente Tab. 3.III – $Z_{min}$	m	5
Coefficiente di topografia - $C_t$	-	1
Coefficiente di esposizione - $C_e$	-	2,07
Coefficiente aerodinamico - $C_p$	-	0,90
<b>Pressione cinetica di picco - <math>q_p = (1/1,6) \cdot v_b^2 \cdot C_e \cdot C_p</math></b>	<b>N/mq</b>	<b>848,83</b>
	<b>Kg/mq</b>	<b>84,88</b>

### Valutazione dell'azione concentrata del vento sulla sommità del palo

La forza concentrata esercitata dal vento sulla sommità del palo può essere calcolata mediante la relazione seguente (par. 3.3.3 della norma di riferimento):

$$F_X = q_p(\bar{z}) \cdot L^2 \cdot c_{FX}$$

in cui:

$q_p$  è la pressione cinetica di picco del vento;

$\bar{z}$  è l'altezza di riferimento associata al coefficiente di forza;

$L$  è la lunghezza di riferimento su cui agisce la pressione del vento;

$c_{FX}$  è il coefficiente di forza secondo la direzione X.

L'area di riferimento  $L^2$  è stata assunta pari alla proiezione sul piano verticale dell'apparecchio di illuminazione posto sulla sommità del palo.

Il coefficiente di forza è stato valutato in via approssimata in maniera analoga al caso delle insegne (par. G.7 dell'Allegato G alla norma di riferimento). Di conseguenza, si è assunto un coefficiente di forza pari a 1,8.

Si riporta di seguito il dettaglio del calcolo:

#### 7.7 Determinazione dell'azione del vento sul faro

In corrispondenza del faro l'azione del vento può essere schematizzata come una forza puntuale. Per il calcolo del coefficiente di forza si fa riferimento al punto G.7

Dati	Unità di misura	Valore
Coefficiente di forza - $C_{FX}$	-	1,8
Larghezza del faro b	m	0,664
Spessore del faro - s	m	0,086



Area di riferimento A = bxs	mq	0,035
Forza puntuale del vento $F_X = 2 \cdot q_p \cdot c_{FX} \cdot A$	N	106,95
	Kg	10,90

### 7.8 Valutazione dell'azione distribuita del vento lungo lo sviluppo del palo

La forza distribuita esercitata dal vento lungo lo sviluppo del palo può essere calcolata mediante la relazione seguente (par. 3.3.4 della norma di riferimento):

$$f_X(z) = q_p(z) \cdot l \cdot c_{fX}$$

in cui:

$q_p$  è la pressione cinetica di picco del vento;

$z$  è la quota sul suolo;

$l$  è la dimensione di riferimento associata al coefficiente di forza;

$c_{fX}$  è il coefficiente di forza.

Per la valutazione del coefficiente di forza e della dimensione di riferimento ad esso associata si è fatto riferimento al caso di elementi strutturali allungati a sezione circolare (par. G.10 dell'Allegato G alla norma di riferimento).

Si riporta di seguito il dettaglio del calcolo:

#### DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DEL VENTO LUNGO LO SVILUPPO DEL PALO

Lungo lo sviluppo del palo l'azione del vento può essere schematizzata come una forza per unità di lunghezza. Per il calcolo del coefficiente di forza si fa riferimento al punto G.10.6

Dati	Unità di misura	Valore
Diametro del palo medio - d	m	0,124
Dimensione di riferimento - l=d	m	0,124
Coefficiente di profilo medio del vento	-	0,99
Velocità media del vento - $V_m = C_m \cdot V_b$	m/s	26,73
Viscosità cinematica dell'aria - $\nu$	mq/s	0,000015
Numero di Reynolds - $Re = l \cdot V_m / \nu$	-	185328
Scabrezza della superficie (Tab. G XVII) - K	mm	0,20
Parametro - K/d	-	0,0019
Coefficiente di forza ideale (curva A) - $C_{fx0,A}$		1,0913
Coefficiente di forza ideale (curva B) - $C_{fx0,B}$		0,7610
Coefficiente di forza ideale (Fig. G.51) - $C_{fx0} = C_{fx0,B}$	Km	0,7610



Snellezza effettiva (Tab. G. XIX) - $\lambda$	-	82,57
Coefficiente di snellezza (Formule G.23) - $\Psi_\lambda$	-	0,9292
Coefficiente di forza - $C_{fx} = C_{fx,0} * \Psi_\lambda$	m	0,7071
<b>Forza del vento per unità di lunghezza <math>f_x = q_p * C_{fx} * I</math></b>	<b>N/m</b>	<b>87,22</b>
	<b>Kg/m</b>	<b>9,58</b>

NOTA: per il calcolo della velocità media del vento e del numero di Reynolds si è fatto riferimento rispettivamente ai paragrafi 3.2.5 e 3.3.7 della norma di riferimento.

## 7.9 Azione sismica

### Localizzazione sito: Comune di Molfetta

#### Coordinate del sito

Latitudine (WGS84) : 41.2012  
Longitudine (WGS84) : 16.5983  
Altezza s.l.m. : 18,00 m

La valutazione delle azioni sismiche sulle strutture viene condotta in relazione ad un periodo di riferimento  $c$  che si ricava moltiplicando la vita nominale  $V_N$  per il coefficiente d'uso  $C_U$  (§2.4.3 NTC 2018).

Nel caso specifico risulta:

$V_N = 50$  anni (Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale)

$C_U = 1.0$  anni (Classe d'uso II §2.4.2 NTC 2018)

$V_R = 50$  anni

Gli stati limite nei confronti dell'azione sismica, in relazione alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, si dividono in:

#### Stati limite di esercizio

Stato Limite di Operatività (**SLO**);

Stato Limite di Danno (**SLD**).

#### Stati limite ultimi

Stato Limite di salvaguardia della Vita (**SLV**);

Stato Limite di prevenzione del Collasso (**SLC**).

Per ciascuno degli stati limite considerati viene associata una probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{V_R}$  (Tab. 3.2.1. NTC 2018).

Per ogni valore di  $P_{V_R}$  viene calcolato il periodo di ritorno medio  $T_R$  di un evento avente quell'entità attraverso la seguente relazione:

$$T_R = - \frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})}$$

i valori così ottenuti vengono riportati nella seguente tabella:

Stato limite	$P_{VR}$ [%]	$T_R$ [anni]
SLO	5	30
SLD	10	50
SLV	63	475
SLC	81	975

### 7.10 Pericolosità sismica di base

L'elemento di conoscenza primario per la valutazione delle azioni sismiche in un determinato sito è rappresentato dalla "pericolosità sismica di base". Questa viene espressa, per ogni stato limite, in funzione della probabilità di superamento  $P_{VR}$  in termini di spettro di risposta in accelerazione per un suolo di categoria **B**.

I parametri che identificano la pericolosità sismica di base sono:

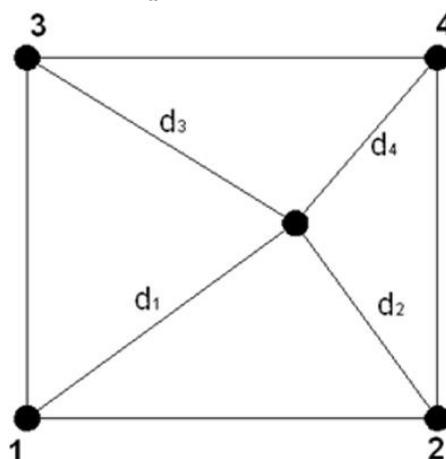
- $a_g$  : accelerazione orizzontale massima al sito;
- $F_0$  : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T_C^*$  : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Tali parametri vengono forniti dalla norma (NTC 2018), per diversi periodi di ritorno  $T_R$ , su tutto il territorio nazionale in un numero di punti che definiscono un reticolo di riferimento. Pertanto, per ogni punto del territorio nazionale è possibile individuare quattro punti del reticolo in modo da definire una maglia. I parametri sismici di tale punto si ottengono da quelli della maglia attraverso la seguente relazione:

$$p = \frac{\sum_{i=1}^4 \frac{p_i}{d_i}}{\sum_{i=1}^4 \frac{1}{d_i}}$$

dove:

- $p$  : generico parametro ( $a_g, F_0, T_C^*$ ) da calcolare per il punto oggetto di studio;
- $d_i$  : distanza tra il punto oggetto di studio e l' $i$ -esimo punto della maglia;
- $p_i$  : valore del generico parametro ( $a_g, F_0, T_C^*$ ) nell' $i$ -esimo punto della maglia.



Nel caso specifico si ha:

Coordinate del sito

Latitudine (ED50): 41°.2012

Longitudine (ED50): 16°.5983

Identificativi e coordinate (Datum ED50) dei punti che includono il sito		
Numero punto	Latitudine [°]	Longitudine [°]
44997	41°.1939	16°.5470
45220	41°.1921	16°.6134
45219	41°.2421	16°.6158
44998	41°.2439	16°.5494

	Parametri dello spettro di risposta orizzontale			
	SLV	SLC	SLD	SLO
Tempo di ritorno [anni]	475	975	50	30
Accelerazione sismica [g]	0.194	0.26	0.065	0.05
Coefficiente Fo	2.398	2.414	2.346	2.348
Periodo Tc*[sec]	0.369	0.389	0.303	0.278

Una volta valutati i parametri che definiscono la pericolosità sismica di base è possibile calcolare le ordinate spettrali degli spettri di risposta in accelerazione per il suolo di Categoria B:

	Pver	Tr	ag/g	Fo	T*c	T1	TB	TC	TD	S	St	Se
SLO	81	30	0.025	2.384	0.22	0	0.109	0.328	1.7	1.2	1	0.03
SLD	63	50	0.032	2.416	0.28	0	0.132	0.397	1.728	1.2	1	0.038
SLV	10	475	0.069	2.593	0.524	0	0.219	0.656	1.876	1.2	1	0.083
SLC	5	975	0.086	2.739	0.55	0	0.227	0.682	1.944	1.2	1	0.103

### 7.11 Verifiche di sicurezza

Lo schema di calcolo adottato per la valutazione delle sollecitazioni è quello di una mensola, di lunghezza pari a 12,00 m. Il plinto di fondazione è stato dimensionato con le massime sollecitazioni derivanti dal palo sovrastante. Per il calcolo delle strutture si è utilizzato il **metodo semiprobabilistico agli stati limite**.

### 7.12 Verifiche di sicurezza per carichi non sismici

Le verifiche per i carichi non sismici vengono eseguite allo stato limite ultimo, mediante il metodo dei coefficienti parziali di sicurezza sulle azioni e sulle resistenze secondo quanto riportato nel D.M. 17/01/2018.

### 7.13 Azioni di calcolo

Le azioni di calcolo Ed si ottengono combinando le azioni caratteristiche secondo la seguente formula di correlazione:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

dove:

G1 rappresenta il valore caratteristico del peso proprio di tutti gli elementi strutturali;

G2 rappresenta il valore caratteristico del peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;



$P$  rappresenta il valore di pretensione;

$Q_{k1}$  rappresenta il valore caratteristico dell'azione variabile dominante di ogni combinazione;

$Q_{ki}$  rappresenta il valore caratteristico della  $i$ -esima azione variabile;

$\gamma_{G1}$ ,  $\gamma_{G2}$ ,  $\gamma_{Qi}$  e  $\gamma_P$  rappresentano i coefficienti parziali di sicurezza, che assumono i valori riportati nella Tabella 2.6.I.

Per il palo di illuminazione è stata effettuata l'unica verifica ritenuta significativa, ossia la verifica a flessione (STR).

Per quanto riguarda il plinto di fondazione sono state effettuate le seguenti verifiche:

- ✓ verifica a ribaltamento (EQU)
- ✓ verifica a scorrimento (GEO)
- ✓ verifica di capacità portante del terreno (GEO)

Nelle verifiche strutturali le azioni sono state moltiplicate per i coefficienti parziali di tipo STR.

Per la verifica a ribaltamento (Stato Limite di Equilibrio come corpo rigido), il momento ribaltante e quello stabilizzante sono stati calcolati sulla base dei carichi agenti moltiplicati per i coefficienti parziali di tipo EQU.

Le verifiche a scorrimento e di capacità portante (verifiche di tipo Geotecnico) sono state condotte secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3).

#### 7.14 Verifiche

Per le verifiche sul palo, sono stati utilizzati i seguenti parametri:

Dati	Unità di misura	Valore
Altezza del palo - L	m	12,00
Diametro di base del palo - D	cm	18,80
Spessore sezione trasversale	mm	3,00
Tensione di snervamento acciaio S235JR - $f_y$	Kg/cmq	2350

#### 7.15 Verifica a flessione

Dati	Unità di misura	Valore
Parametro sezione trasversale $D/t$	-	49,03
Parametro resistenza - $\epsilon = (235/f_{yk})^{1/2}$	-	0,924
Classe sezione trasversale $I = D/t \leq 50 * \epsilon^2$	-	42,69
Coefficiente STR carichi accidentali $g_Q$	-	1,50 (sfavorevole)
Momento massimo dovuto a $f_x$ - $M_f = g_Q * f_x * L^2 / 2$	Kgm	1034,64
Momento massimo dovuto a $F_x$ - $M_F = g_Q * F_x * L$	Kgm	196,20
Coeff. Parz. Di sicurezza per la resistenza - $g_{M0}$	-	1,05
Modulo di resistenza plastico - $W_{pl} = (D^3 - (D-2*t)^3) / 6$	cmc	1086,10



Momento resistente di progetto $M_{c,Rd}=(W_{pl} \cdot f_y)/\gamma_{M0}$	Kgm	2.710,00 (verificato)
Momento sollecitante alla base del palo - $M_{Sd}=M_f+M_F$	Kgm	1230,84

### 7.16 Verifica sismica



Coefficiente di amplificazione delle azioni sismiche: **1.00**  
 armatura in direzione 'y': 8 mm Relativo passo massimo: 30 cm  
 armatura in direzione 'z': 8 mm Relativo passo massimo: 30 cm

**Plinto al nodo 1** Sez. Rp B= 1.00 H= 1.00 Altezza plinto= 1.00 p.p.= 82.772 kN

### 7.17 Combinazioni per le verifiche allo stato limite ultimo

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
1	Dinamica	Azione sismica: Presente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000

#### Sollecitazioni SLU esterne agenti

N.comb	N	Fy	Fz	My	Mz
	kN		kN*m		
1A	5.123	0.042	-0.016	0.123	-0.311
1B	5.123	-0.042	-0.016	0.123	0.311
1C	5.123	0.042	0.016	-0.123	-0.311
1D	5.123	-0.042	0.016	-0.123	0.311
1E	5.123	0.042	-0.016	0.123	-0.311

**Oggetto:** Realizzazione e gestione di un progetto integrato di sistemi e servizi tecnologici per la città intelligente per il Comune di Molfetta.



1F	5.123	-0.042	-0.016	0.123	0.311
1G	5.123	0.042	0.016	-0.123	-0.311
1H	5.123	-0.042	0.016	-0.123	0.311
1I	5.123	0.022	-0.020	0.237	-0.146
1J	5.123	-0.022	-0.020	0.237	0.146
1K	5.123	0.022	0.020	-0.237	-0.146
1L	5.123	-0.022	0.020	-0.237	0.146
1M	5.123	0.022	-0.020	0.237	-0.146
1N	5.123	-0.022	-0.020	0.237	0.146
1O	5.123	0.022	0.020	-0.237	-0.146
1P	5.123	-0.022	0.020	-0.237	0.146

**Verifica locale (ascisse riferite ad asse pilastro)**

Ascissa Momento flettente Sforzo tagliante Ainf Asup Indice di resistenza  
----- comb -- ----- comb -- - tot - passo ----- tot - passo - flessione --- taglio  
cm kN\*m kN cmq - cm cmq - cm

y = -0	1.116 (1H)	2.873 (1H)	3.02 1d 8 / 28	0.00	0.01	0.01
y = -15	0.724 (1H)	2.348 (1H)	3.02 1d 8 / 28	0.00	0.01	0.01
y = -30	0.413 (1H)	1.798 (1H)	3.02 1d 8 / 28	0.00	0.01	0.01
y = -45	0.186 (1H)	1.224 (1H)	3.02 1d 8 / 28	0.00	0.01	0.01
y = -60	0.047 (1H)	0.624 (1H)	3.02 1d 8 / 28	0.00	0.01	0.01
y = -0	1.116 (1G)	2.873 (1G)	3.02 1d 8 / 28	0.00	0.01	0.01
y = 15	0.724 (1G)	2.348 (1G)	3.02 1d 8 / 28	0.00	0.01	0.01
y = 30	0.413 (1G)	1.798 (1G)	3.02 1d 8 / 28	0.00	0.01	0.01
y = 45	0.186 (1G)	1.224 (1G)	3.02 1d 8 / 28	0.00	0.01	0.01
y = 60	0.047 (1G)	0.624 (1G)	3.02 1d 8 / 28	0.00	0.01	0.01
z = -0	1.079 (1N)	2.799 (1N)	3.02 1d 8 / 28	0.00	0.01	0.01
z = -15	0.698 (1N)	2.277 (1N)	3.02 1d 8 / 28	0.00	0.01	0.01
z = -30	0.397 (1N)	1.736 (1N)	3.02 1d 8 / 28	0.00	0.01	0.01
z = -45	0.178 (1N)	1.176 (1N)	3.02 1d 8 / 28	0.00	0.01	0.01
z = -60	0.045 (1N)	0.598 (1N)	3.02 1d 8 / 28	0.00	0.01	0.01
z = -0	1.079 (1P)	2.799 (1P)	3.02 1d 8 / 28	0.00	0.01	0.01
z = 15	0.698 (1P)	2.277 (1P)	3.02 1d 8 / 28	0.00	0.01	0.01
z = 30	0.397 (1P)	1.736 (1P)	3.02 1d 8 / 28	0.00	0.01	0.01
z = 45	0.178 (1P)	1.176 (1P)	3.02 1d 8 / 28	0.00	0.01	0.01
z = 60	0.045 (1P)	0.598 (1P)	3.02 1d 8 / 28	0.00	0.01	0.01

**VERIFICHE A PUNZONAMENTO:**

N.comb q ult. q ult./R ey ez Fx ult. I.R. Note  
S.L.U. -----  
N/mm<sup>2</sup> N/mm<sup>2</sup> cm kN

1A	1.11	0.48	0.4	-0.1	1074.109	0.08
1B	1.11	0.48	-0.4	-0.1	1074.109	0.08
1C	1.11	0.48	0.4	0.1	1074.109	0.08
1D	1.11	0.48	-0.4	0.1	1074.109	0.08
1E	1.11	0.48	0.4	-0.1	1074.109	0.08
1F	1.11	0.48	-0.4	-0.1	1074.109	0.08
1G	1.11	0.48	0.4	0.1	1074.109	0.08
1H	1.11	0.48	-0.4	0.1	1074.109	0.08
1I	1.11	0.48	0.2	-0.3	1075.338	0.08
1J	1.11	0.48	-0.2	-0.3	1075.338	0.08
1K	1.11	0.48	0.2	0.3	1075.338	0.08
1L	1.11	0.48	-0.2	0.3	1075.338	0.08
1M	1.11	0.48	0.2	-0.3	1075.338	0.08
1N	1.11	0.48	-0.2	-0.3	1075.338	0.08
1O	1.11	0.48	0.2	0.3	1075.338	0.08
1P	1.11	0.48	-0.2	0.3	1075.338	0.08

### 7.18 Plinto di fondazione

Per la struttura di fondazione del palo, sono stati utilizzati i seguenti parametri:

Dati	Unità di misura	Valore
Altezza del plinto - h	cm	100
Base del plinto - b	cm	120
Peso specifico cls	Kg/mc	2500
Peso del palo (solo fusto) - $N_p$	Kg	121
Peso del faro - $N_{faro}$	Kg	14
Altezza del palo - L	m	12,00

### 7.19 Verifica al ribaltamento

La verifica a ribaltamento viene quindi effettuata secondo l'unico approccio: EQU.

Si calcolano il momento ribaltante,  $M_R$ , dovuto all'azione del vento, ed il momento stabilizzante,  $M_S$ , dovuto ai pesi propri, rispetto allo spigolo esterno della base del plinto di fondazione. Affinché la verifica sia soddisfatta, deve essere:  $M_S/M_R \geq 1$

Si riportano di seguito i calcoli effettuati:

Dati	Unità di misura	Valore
Coefficiente EQU carichi permanenti - gG	-	0,90
Coefficiente EQU carichi accidentali - gQ	-	1,50
Momento massimo dovuto a $f_x$ - $M_f = gQ * f_x * L^2 / 2$	Kgm	1034,64
Momento massimo dovuto a $F_x$ - $M_F = gQ * F_x * L$	Kgm	196,20
Taglio massimo dovuto a $f_x$ - $T_f = gQ * f_x * L$	Kg	172,44
Taglio massimo dovuto a $F_x$ - $T_F = gQ * F_x$	Kg	16,35
Peso del palo (solo fusto) - $N_p = gG * N_p$	Kg	108,90
Peso del faro - $N_{faro} = gG * N_{faro}$	Kg	12,60
Peso del plinto - $P = gG * g_{cls} * V_{plinto}$	Kg	3240
Momento alla base del palo - $M_{Sd} = M_f + M_F$	Kgm	1230,84
Taglio alla base del palo - $T_{Sd} = T_f + T_F$	Kg	188,79
Compressione alla base del palo - $N_{pl} = N_p + N_{faro}$	Kg	121,50
<b>Momento stabilizzante - <math>M_S = (N_p + P) * b / 2</math></b>	<b>Kgm</b>	<b>2016,90 (verificato)</b>
<b>Momento ribaltante - <math>M_R = M_{Sd} + T_{Sd} * h</math></b>	<b>Kgm</b>	<b>1419,59</b>

### 7.20 Verifica allo scorrimento

La verifica allo scorrimento è stata effettuata secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3).

Si calcolano la forza di scorrimento,  $F_{scorr}$ , dovuta all'azione del vento, e la forza stabilizzante,  $F_{stab}$ , dovuta all'attrito tra terreno e muro, pari a:

$$F_{stab} = (\gamma_{G1,F} \cdot P \cdot \tan \frac{\delta}{\alpha}) / \gamma_R$$

Affinché la verifica sia soddisfatta, deve essere

$$F_{stab} / F_{scorr} \geq 1$$

Si riportano di seguito i calcoli effettuati:

Dati	Unità di misura	Valore
Coefficiente A1 carichi permanenti - $g_G$	-	1,00 (favorevoli)
Coefficiente A2 carichi accidentali - $g_Q$	-	1,50 (sfavorevoli)
Coefficiente M1 parametri geotecnici - $g_{\phi'}$	-	1
Coefficiente R3 scorrimento - $g_R$	-	1,10
Taglio massimo dovuto a $f_x \cdot T_f = g_Q \cdot f_x \cdot L$	Kg	172,44
Taglio massimo dovuto a $F_x \cdot T_F = g_Q \cdot F_x$	Kg	16,35
Peso del palo (solo fusto) - $N_p = g_G \cdot N_p$	Kg	121
Peso del faro - $N_{faro} = g_G \cdot N_{faro}$	Kg	14
Peso del plinto - $P = g_G \cdot g_{cls} \cdot V_{plinto}$	Kg	3600
Angolo di attrito terreno-cls - $d = 2/3 \cdot \phi'$	gradi	20,00°
<b>Forza resistente - <math>F_R = (N_p + N_s + N_{faro} + P) \cdot \tan(d/g_{\phi'}) / g_R</math></b>	<b>Kg</b>	<b>1243,45 (verificato)</b>
<b>Forza di scorrimento - <math>F_s = T_f + T_F</math></b>	<b>Kg</b>	<b>188,79</b>

### 7.21 Verifica della capacità portante

Dalla vasta bibliografia esistente sulla zona oggetto dell'intervento, si è ipotizzato un terreno di fondazione caratterizzato dai seguenti parametri:

Dati	Unità di misura	Valore
Categoria suolo di fondazione	-	B
Peso specifico - $g$	Kg/cm <sup>3</sup>	1700
Angolo di attrito - $\phi'$	gradi	30,00°
Coesione efficace - $c'$	Kg/cm <sup>2</sup>	0,15

Per il calcolo del carico limite si è utilizzata la formula di Brinch-Hansen, che esprime l'equilibrio fra il carico applicato alla fondazione e la resistenza limite del terreno:

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q + \frac{1}{\gamma} \cdot B \cdot \gamma_f \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot d_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot g_{\gamma} \cdot b_{\gamma}$$

in cui:



$c$  = coesione del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;  
 $q = \gamma \cdot D$  = pressione geostatica in corrispondenza del piano di posa della fondazione;  
 $\gamma$  = peso unità di volume del terreno al di sopra del piano di posa della fondazione;  
 $D$  = profondità del piano di posa della fondazione;  
 $B$  = dimensione caratteristica della fondazione, che corrisponde alla larghezza della suola;  
 $L$  = Lunghezza della fondazione;  
 $\gamma_f$  = peso unità di volume del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;  
 $N_c, N_q, N_\gamma$  = fattori di capacità portante;  
 $s, d, i, g, b, \psi$  = coefficienti correttivi.

**NOTA BENE:**

Se la risultante dei carichi verticali è eccentrica,  $B$  e  $L$  sono ridotte rispettivamente di:

$$B' = B - 2 \cdot e_B$$

$$L' = L - 2 \cdot e_L$$

dove:

$e_B$  = eccentricità parallela al lato di dimensione  $B$ ;

$e_L$  = eccentricità parallela al lato di dimensione  $L$ .

Si riporta il valore dei succitati parametri, calcolati con le relative formule, e della pressione limite:

$$\begin{aligned}
 N_c &= 30.14 \\
 s_c &= 1.14 \\
 d_c &= 1.02 \\
 i_c &= 0.91 \\
 g_c &= 1.00 \\
 b_c &= 1.00 \\
 N_q &= 18.40 \\
 s_q &= 1.13 \\
 d_q &= 1.29 \\
 i_q &= 0.92 \\
 g_q &= 1.0 \\
 b_q &= 1.0 \\
 N_\gamma &= 22.40 \\
 s_\gamma &= 0.91 \\
 d_\gamma &= 1.00 \\
 i_\gamma &= 0.88 \\
 g_\gamma &= 1.00 \\
 b_\gamma &= 1.00 \\
 q_{lim} &= 9.32 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

La verifica della capacità portante è stata effettuata secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3).

Tale verifica si esegue confrontando la massima pressione di contatto trasmessa dal plinto di fondazione con la pressione limite.

Si riportano di seguito i calcoli effettuati:

Dati	Unità di misura	Valore
Coefficiente A1 carichi permanenti – $G_g$	-	1,00 (favorevoli)
Coefficiente A2 carichi accidentali – $G_q$	-	1,50 (sfavorevoli)
Coefficiente R3 capacità portante – $G_r$	-	2,30
Momento massimo dovuto a $f_x - M_f = G_q * f_x * L^2 / 2$	Kgm	1034,64
Momento massimo dovuto a $F_x - M_F = G_q * F_x * L$	Kgm	196,20
Taglio massimo dovuto a $f_x - T_f = G_q * f_x * L$	Kg	172,44
Taglio massimo dovuto a $F_x - T_F = G_q * F_x$	Kg	16,35
Peso del palo (solo fusto) – $N_p = G_g * N_p$	Kg	121
Peso del faro – $N_{faro} = G_g * N_{faro}$	Kg	14
Peso del plinto – $P = G_g * g_{cls} * V_{plinto}$	Kg	3600
Momento alla base del plinto – $M_{pl} = M_f + M_F + (T_f + T_F) * h$	Kgm	1419,63
Compressione alla base del plinto – $N_{pl} = N_p + N_s + N_{faro} + P$	Kg	3758
Eccentricità – $e = M_{pl} / N_{pl}$	m	0,377



Tensione di compressione massima – $s_{max} = 2 \cdot N_{pl} / 3 \cdot b \cdot (b/2 - e)$	Kg/cmq	0,936 (verificato)
Tensione di compressione ammissibile – $s_{max} = q_{lim} / g_R$	Kg/cmq	4,05

### 7.22 Verifiche di sicurezza in condizioni sismiche

Sono state effettuate le verifiche con riferimento agli stati limite di ribaltamento, scorrimento sul piano di posa e capacità portante, per lo stato limite ultimo di salvaguardia della Vita (SLV).

### 7.23 Combinazione dell'azione sismica con le altre azioni

Le verifiche agli stati limite ultimi o di esercizio devono essere effettuate per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni seguente:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

Dove:

- E azione sismica per lo stato limite in esame;
- G<sub>1</sub> carichi permanenti strutturali al loro valore caratteristico;
- G<sub>2</sub> carichi permanenti non strutturali al loro valore caratteristico;
- P valore caratteristico dell'azione di pretensione;
- $\psi_{2i}$  coefficienti di combinazione delle azioni variabili Q<sub>kj</sub>;
- Q<sub>kj</sub> valore caratteristico della azione variabile Q<sub>kj</sub>.

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

Nel caso in esame, essendo le azioni variabili dovute al vento, è stato adottato il coefficiente  $\psi_2=0,0$  in base al del D.M. 17/01/2018.

### 7.24 Verifiche

Per le verifiche sul palo, sono stati utilizzati i seguenti parametri:

Dati	Unità di misura	Valore
Altezza del palo - L	m	12,00
Diametro di base del palo - D	cm	18,80
Spessore sezione trasversale	mm	3,00
Tensione di snervamento acciaio S235JR - f <sub>y</sub>	Kg/cmq	2350

### 7.25 Verifica a flessione

Dati	Unità di misura	Valore
Parametro sezione trasversale D/t	-	49,03
Parametro resistenza - $\epsilon=(235/f_{yk})^{1/2}$	-	0,924
Classe sezione trasversale $I= D/t \leq 50 * \epsilon^2$	-	42,69
Momento massimo dovuto a $F_h$ - $M_F = F_h * L$	Kgm	12,20
Coeff. Parz. Di sicurezza per la resistenza - $g_{M0}$	-	1,05
Modulo di resistenza plastico - $W_{pl} = (D^3 - (D-2*t)^3) / 6$	cmc	1086,10
<b>Momento resistente di progetto <math>M_{c,Rd} = (W_{pl} * f_y) / g_{M0}</math></b>	<b>Kgm</b>	<b>2844,00 (verificato)</b>
<b>Momento sollecitante alla base del palo - <math>M_{Sd} = M_F</math></b>	<b>Kgm</b>	<b>12,20</b>

### 7.26 Plinto di fondazione

Per quanto riguarda la struttura di fondazione del palo, la verifica a scorrimento sul piano di fondazione è stata effettuata con l'Approccio 1, in quanto l'Approccio 2 conduce a risultati meno conservativi. I coefficienti parziali A2 sono stati posti pari ad uno. Tutte le altre verifiche in condizioni sismiche sono state effettuate con l'Approccio 2, ponendo i coefficienti A1 pari ad uno.

Si riportano di seguito i parametri usati nelle verifiche:

Dati	Unità di misura	Valore
Altezza del plinto - h	cm	100
Base del plinto - b	cm	120
Peso specifico cls - $g_{cls}$	Kg/mc	2500
Peso del palo (solo fusto) - $N_p$	Kg	121
Peso del faro - $N_{faro}$	Kg	14
Altezza del palo - L	m	12,00

### 7.27 Verifica al ribaltamento

La verifica a ribaltamento viene quindi effettuata secondo l'unico approccio: EQU.

I coefficienti delle azioni sono stati posti tutti pari a 1. Si calcolano il momento ribaltante,  $M_R$ , dovuto all'azione sismica, ed il momento stabilizzante,  $M_S$ , dovuto ai pesi propri, rispetto allo spigolo esterno della base del plinto di fondazione.

Il coefficiente parziale per il ribaltamento è stato posto pari a  $\gamma_R = 1,0$ .

Affinché la verifica sia soddisfatta, deve essere:  $M_S / M_R \geq 1$

Si riportano di seguito i calcoli effettuati:

Dati	Unità di misura	Valore
Momento massimo dovuto a $F_h$ - $M_F = F_h * L$	Kgm	12,20

Taglio massimo dovuto a $F_h - T_f = F_h$	Kg	1,017
Peso del palo (solo fusto) - $N_p$	Kg	121
Peso del faro - $N_{faro}$	Kg	14
Peso del plinto - $P = g_{cls} \cdot V_{plinto}$	Kg	3600
Momento alla base del palo - $M_{sd} = M_f$	Kgm	12,20
Taglio alla base del palo - $T_{sd} = T_f$	Kg	1,017
Compressione alla base del palo - $N_{pl} = N_p + N_{faro}$	Kg	135
<b>Momento stabilizzante - <math>M_S = (N_p + P) \cdot b / 2</math></b>	<b>Kgm</b>	<b>2241,00 (verificato)</b>
<b>Momento ribaltante - <math>M_R = M_{sd} + T_{sd} \cdot h</math></b>	<b>Kgm</b>	<b>13,217</b>

### 7.28 Verifica allo scorrimento

La verifica allo scorrimento è stata effettuata secondo l'Approccio (E+M2+R1).

I coefficienti delle azioni sono stati posti tutti pari a 1. Si calcolano la forza di scorrimento,  $F_{scorr}$ , dovuta all'azione sismica, e la forza stabilizzante,  $F_{stab}$ , dovuta all'attrito tra terreno e muro, pari a

$$F_{stab} = (\gamma_{G1,F} \cdot P \cdot \tan \frac{\delta}{\gamma_R}) / \gamma_R$$

Il coefficiente parziale R1 per lo scorrimento è pari a  $\gamma_R = 1,0$ . Affinchè la verifica sia soddisfatta, deve essere  $F_{stab} / F_{scorr} \geq 1$ . Si riportano di seguito i calcoli effettuati:

Dati	Unità di misura	Valore
Coefficiente M2 - $g_{\phi'}$	-	1,25
Coefficiente R2 scorrimento - $g_R$	-	1,10
Taglio massimo dovuto a $F_h - T_f = F_h$	Kg	1,017
Peso del palo (solo fusto) - $N_p$	Kg	121
Peso del faro - $N_{faro}$	Kg	14
Peso del plinto - $P = g_{cls} \cdot V_{plinto}$	Kg	3600
Angolo di attrito terreno - $\delta$	-	20,00°
<b>Forza resistente - <math>F_R = (N_p + N_s + N_{faro} + P) \cdot \tan(\delta / g_{\phi'}) / g_R</math></b>	<b>Kgm</b>	<b>988,67 (verificato)</b>
<b>Forza di scorrimento - <math>F_s = T_f</math></b>	<b>Kgm</b>	<b>1,017</b>

### 7.29 Verifica della capacità portante

In presenza di sisma la formula di Brinch-Hansen per il calcolo della pressione limite diventa:

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot z_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot z_q + \frac{1}{\gamma} \cdot B \cdot \gamma_f \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot z_\gamma \cdot c_\gamma$$

in cui, oltre ai termini già precedentemente indicati, si sono introdotti i seguenti termini:

$z_c, z_q, z_\gamma$  = coefficienti correttivi dovuti all'effetto inerziale;  
 $c_\gamma$  = coefficiente correttivo dovuto all'effetto cinematico.

Si riportano di seguito i calcoli effettuati:

$$\begin{aligned}
 N_c &= 30.14 \\
 s_c &= 1.60 \\
 d_c &= 1.02 \\
 i_c &= 0.99 \\
 g_c &= 1.00 \\
 b_c &= 1.00 \\
 N_q &= 18.40 \\
 s_q &= 1.57 \\
 d_q &= 1.29 \\
 i_q &= 0.99 \\
 g_q &= 1.0 \\
 b_q &= 1.0 \\
 N_\gamma &= 22.40 \\
 s_\gamma &= 0.60 \\
 d_\gamma &= 1.00 \\
 i_\gamma &= 0.99 \\
 g_\gamma &= 1.00 \\
 b_\gamma &= 1.00 \\
 \beta_s &= 0.20 \\
 k_{hk} &= \beta_s \cdot S_s \cdot S_T \cdot a_g / g = 0.01 \\
 c_\gamma &= (1 - k_{hk} / \tan \phi')^{0.45} = 0.99 \\
 k_{hi} &= S_s \cdot S_T \cdot a_g / g = 0.07 \\
 z_\gamma &= (1 - k_{hi} / \tan \phi')^{0.35} = 0.96 \\
 z_q &= z_\gamma = 0.96 \\
 z_c &= 1 - 0.32 \cdot k_{hi} = 0.98 \\
 q_{lim} &= 14.24 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

La verifica della capacità portante è stata effettuata secondo l'Approccio 2 (E+M1+R3).

I coefficienti delle azioni sono stati posti tutti pari a 1. Tale verifica si esegue confrontando la massima pressione di contatto trasmessa dal plinto di fondazione con la pressione limite.

Il coefficiente parziale R3 per la capacità portante della fondazione è pari a  $\gamma_R=2,3$ . Si riportano di seguito i calcoli effettuati:

Dati	Unità di misura	Valore
Momento massimo dovuto a $F_h \cdot M_F = F_h \cdot L$	Kgm	12.20



Taglio massimo dovuto a $F_h - T_F = F_h$	Kg	1.017
Peso del palo (solo fusto) - $N_p$	Kg	121
Peso del faro - $N_{faro}$	Kg	14,00
Peso del plinto - $P = \gamma_{cls} * V_{plinto}$	Kg	3600
Momento alla base del palo - $M_{Sd} = M_F + T_F * L$	Kgm	24.40
Compressione alla base del palo - $N_{pl} = N_p + N_{faro} + P$	Kg	3735
Eccentricità - $e = M_{pl} / N_{pl}$	m	0,006
Tensione di compressione max - $s_{max}$ $= N_{pl} / (b^2) + 6 * M_{pl} / (b^3)$	Kg/cmq	0,267 (verificato)
Tensione di compressione ammissibile - $s_{max} = q_{lim} / \gamma_R$	Kg/cmq	6,19

## 8 DESCRIZIONE DELL'OPERA - PALO 4 M FT.

Le verifiche di seguito riportate riguardano un palo in acciaio S235JR a sezione circolare realizzati in un unico tratto, zincato a caldo secondo la norma UNI EN ISO 1461, di altezza complessiva, dal piano di fondazione, di 4,00 m e il relativo plinto di fondazione; la sezione trasversale alla base ha diametro esterno pari a circa 10,20 cm, mentre in sommità è di 6,00 cm. Lo spessore delle pareti è di 3 mm. In sommità il palo presenta due piccoli sbracci da 20 cm e due armature del peso di circa 8,50 kg cadauna. La struttura di fondazione è un plinto in c.a. prefabbricato di forma prismatica ossia a base quadrata di lati 0,80 m ed altezza pari a 0,80 m.

### 8.1 Normativa di riferimento

Tale struttura è stata dimensionata secondo quanto stabilito dal D.M. 17/01/2018 "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" e dalla 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 17gennaio 2018".

### 8.2 Caratteristica dei materiali

I materiali presenti in progetto rispettano le caratteristiche meccaniche e di resistenza riportate in seguito:

- LEGANTI: Idraulici, previsti dalla Legge 26/05/1965, n. 595 e norme armonizzate della serie EN 197
- AGGREGATI: Conformi alla parte armonizzata della norma europea UNI EN 12620
- ADDITIVI: Conformi alla parte armonizzata della norma europea EN 934-2
- ACQUA: Conforme alla norma UNI EN 1008
- ACCIAIO PER ARMATURA: B450C
- ACCIAIO PER PALO: S235JR

Il conglomerato cementizio da impiegarsi nelle strutture dei lavori in epigrafe sarà dosato in modo tale da garantire una classe C25/30. Le altre caratteristiche del conglomerato cementizio, conformi alla norma EN 206, sono riportate di seguito:



### CLASSE DI ESPOSIZIONE: XC2

- COPRIFERRO MINIMO: 30 mm
- RAPPORTO ACQUA CEMENTO: < 0,60
- CLASSE DI CONSISTENZA DEL CALCESTRUZZO S4
- AGGREGATI D < 30 mm
- CONTENUTO DI CEMENTO > 300 daN/m<sup>3</sup>

Circa le altre prescrizioni esecutive si richiamano le disposizioni di cui al D.M.17/01/2018.

### **8.3 Azioni di progetto**

Le azioni di progetto prese in conto per la verifica dell'opera in oggetto sono:

- carichi permanenti (pesi propri dei materiali strutturali, carichi permanenti non strutturali)
- azione del vento
- azione sismica

Di seguito si riportano in dettaglio le azioni considerate.

### **8.4 Carichi permanenti**

I carichi permanenti da considerare nelle verifiche di resistenza e stabilità sono rappresentati dai pesi propri degli elementi strutturali e non strutturali.

### **8.5 Azioni del vento**

Il vento esercita una duplice azione sull'elemento in esame:

- ✓ un'azione concentrata, agente sulla sommità del palo, causata dalla pressione esercitata dal vento sull'apparecchio illuminante;
- ✓ un'azione distribuita, agente lungo tutto lo sviluppo del palo, causata dalla pressione esercitata dal vento sulla superficie del palo stesso.

Per determinare l'entità delle due azioni suddette si è fatto riferimento alle norme CNR-DT207/2008 "Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni". In particolare, il calcolo è stato effettuato secondo i punti seguenti:

- ✓ valutazione della velocità e della pressione cinetica del vento (par. 3.2 della norma di riferimento);
- ✓ valutazione dell'azione concentrata del vento sulla sommità del palo (par. 3.3.3 e G.7/Allegato G della norma di riferimento);
- ✓ valutazione dell'azione distribuita del vento lungo lo sviluppo del palo (par. 3.3.4 e G.10/Allegato G della norma di riferimento).

### **8.6 Valutazione della velocità e della pressione del vento**

Il primo passo è stato quello di determinare la velocità base di riferimento ( $v_b$ ) in funzione della posizione geografica e dell'altitudine sul livello del mare del sito di costruzione. In particolare, il sito ricade in zona 3 ed ha un'altitudine di 18 m s.l.m.

Successivamente, è stata definita la velocità di riferimento di progetto per un tempo di ritorno di 50 anni ed è stata determinata la categoria di esposizione del sito.

Infine, sono stati valutati il coefficiente di topografia, il coefficiente di esposizione e il coefficiente aerodinamico, tramite i quali è stato possibile determinare la pressione cinetica di picco.

Si riporta di seguito il dettaglio di tali calcoli:

## DETERMINAZIONE DELLA PRESSIONE DI PICCO

Dati	Unità di misura	Valore
Altitudine del sito - $a_s$	m	18
Altezza massima del palo - $z$	m	4,00
Lunghezza del palo fuori terra - $L$	m	4,00
Zona		Puglia = zona 3
Velocità base di riferimento s.l.m. - $V_{b,0}$	m/s	27
Parametro Tab. 3.I - $a_0$	m	500
Parametro Tab. 3.I - $K_a$	1/s	0,020
Coefficiente di altitudine - $C_a$	-	1
Velocità base di riferimento (TR=50 anni) $V_b = C_a * V_{b,0}$	m/s	27
Classe di rugosità del terreno (Tab.3.III)	-	B
Distanza dalla costa	Km	<30
Categoria di esposizione del sito (Fig.3.3)	-	III
Coefficiente Tab. 3.III - $K_r$	-	0,20
Coefficiente Tab. 3.III - $Z_0$	m	0,10
Coefficiente Tab. 3.III - $Z_{min}$	m	5
Coefficiente di topografia - $C_t$	-	1
Coefficiente di esposizione - $C_e$	-	2,07
Coefficiente aerodinamico - $C_p$	-	0,90
<b>Pressione cinetica di picco - <math>q_p = (1/1,6) * V_b^2 * C_e * C_p</math></b>	<b>N/mq</b>	<b>848,83</b>
	<b>Kg/mq</b>	<b>84,88</b>

### Valutazione dell'azione concentrata del vento sulla sommità del palo

La forza concentrata esercitata dal vento sulla sommità del palo può essere calcolata mediante la relazione seguente (par. 3.3.3 della norma di riferimento):

$$F_X = q_p(\bar{z}) \cdot L^2 \cdot C_{FX}$$

in cui:



$q_p$  è la pressione cinetica di picco del vento;

$\bar{z}$  è l' altezza di riferimento associata al coefficiente di forza;

$L$  è la lunghezza di riferimento su cui agisce la pressione del vento;

$c_{FX}$  è il coefficiente di forza secondo la direzione X.

L'area di riferimento  $L^2$  è stata assunta pari alla proiezione sul piano verticale dell'apparecchio di illuminazione posto sulla sommità del palo.

Il coefficiente di forza è stato valutato in via approssimata in maniera analoga al caso delle insegne (par. G.7 dell'Allegato G alla norma di riferimento). Di conseguenza, si è assunto un coefficiente di forza pari a 1,8.

Si riporta di seguito il dettaglio del calcolo:

### 8.7 Determinazione dell'azione del vento sul faro

In corrispondenza del faro l'azione del vento può essere schematizzata come una forza puntuale. Per il calcolo del coefficiente di forza si fa riferimento al punto G.7

Dati	Unità di misura	Valore
Coefficiente di forza - $C_{FX}$	-	1,8
Larghezza del faro b	m	0,664
Spessore del faro - s	m	0,086
Area di riferimento $A = b \cdot s$	mq	0,035
<b>Forza puntuale del vento <math>F_X = 2 \cdot q_p \cdot c_{FX} \cdot A</math></b>	<b>N</b>	<b>106,95</b>
	<b>Kg</b>	<b>10,90</b>

### 8.8 Valutazione dell'azione distribuita del vento lungo lo sviluppo del palo

La forza distribuita esercitata dal vento lungo lo sviluppo del palo può essere calcolata mediante la relazione seguente (par. 3.3.4 della norma di riferimento):

$$f_X(z) = q_p(z) \cdot l \cdot c_{fX}$$

in cui:

$q_p$  è la pressione cinetica di picco del vento;

$z$  è la quota sul suolo;

$l$  è la dimensione di riferimento associata al coefficiente di forza;

$c_{fX}$  è il coefficiente di forza.

Per la valutazione del coefficiente di forza e della dimensione di riferimento ad esso associata si è fatto riferimento al caso di elementi strutturali allungati a sezione circolare (par. G.10 dell'Allegato G alla norma di riferimento).

Si riporta di seguito il dettaglio del calcolo:

### 8.9 Determinazione dell'azione del vento lungo lo sviluppo del palo

Lungo lo sviluppo del palo l'azione del vento può essere schematizzata come una forza per unità di lunghezza. Per il calcolo del coefficiente di forza si fa riferimento al punto G.10.6

Dati	Unità di misura	Valore
Diametro del palo medio - d	m	0,081
Dimensione di riferimento - l=d	m	0,081
Coefficiente di profilo medio del vento	-	0,99
Velocità media del vento - $V_m = C_m * V_b$	m/s	26,73
Viscosità cinematica dell'aria - $\nu$	mq/s	0,000015
Numero di Reynolds - $Re = l * V_m / \nu$	-	185328
Scabrezza della superficie (Tab. G XVII) - K	mm	0,20
Parametro - K/d	-	0,0019
Coefficiente di forza ideale (curva A) - $C_{fx0,A}$		1,0913
Coefficiente di forza ideale (curva B) - $C_{fx0,B}$		0,7610
Coefficiente di forza ideale (Fig. G.51) - $C_{fx0} = C_{fx0,B}$	Km	0,7610
Snellezza effettiva (Tab. G. XIX) - $\lambda$	-	82,57
Coefficiente di snellezza (Formule G.23) - $\Psi_\lambda$	-	0,9292
Coefficiente di forza - $C_{fx} = C_{fx0} * \Psi_\lambda$	m	0,7071
<b>Forza del vento per unità di lunghezza <math>f_x = q_p * C_{fx} * l</math></b>	<b>N/m</b>	<b>29,07</b>
	<b>Kg/m</b>	<b>3,195</b>

NOTA: per il calcolo della velocità media del vento e del numero di Reynolds si è fatto riferimento rispettivamente ai paragrafi 3.2.5 e 3.3.7 della norma di riferimento.

### 8.10 Azione sismica

#### Localizzazione sito: Comune di Molfetta

##### Coordinate del sito

Latitudine (WGS84) : 41.2012  
 Longitudine (WGS84) : 16.5983  
 Altezza s.l.m. : 18,00 m



La valutazione delle azioni sismiche sulle strutture viene condotta in relazione ad un periodo di riferimento  $c$  che si ricava moltiplicando la vita nominale  $V_N$  per il coefficiente d'uso  $C_U$  (§2.4.3 NTC 2018).

Nel caso specifico risulta:

$V_N = 50$  anni (Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale)

$C_U = 1.0$  anni (Classe d'uso II §2.4.2 NTC 2018)

$V_R = 50$  anni

Gli stati limite nei confronti dell'azione sismica, in relazione alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, si dividono in:

#### **Stati limite di esercizio**

Stato Limite di Operatività (**SLO**);

Stato Limite di Danno (**SLD**).

#### **Stati limite ultimi**

Stato Limite di salvaguardia della Vita (**SLV**);

Stato Limite di prevenzione del Collasso (**SLC**).

Per ciascuno degli stati limite considerati viene associata una probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{V_R}$  (Tab. 3.2.1. NTC 2018).

Per ogni valore di  $P_{V_R}$  viene calcolato il periodo di ritorno medio  $T_R$  di un evento avente quell'entità attraverso la seguente relazione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})}$$

i valori così ottenuti vengono riportati nella seguente tabella:

Stato limite	$P_{V_R}$ [%]	$T_R$ [anni]
SLO	5	30
SLD	10	50
SLV	63	475
SLC	81	975

### **8.11 Pericolosità sismica di base**

L'elemento di conoscenza primario per la valutazione delle azioni sismiche in un determinato sito è rappresentato dalla "pericolosità sismica di base". Questa viene espressa, per ogni stato limite, in funzione della probabilità di superamento  $P_{V_R}$  in termini di spettro di risposta in accelerazione per un suolo di categoria **B**.

I parametri che identificano la pericolosità sismica di base sono:

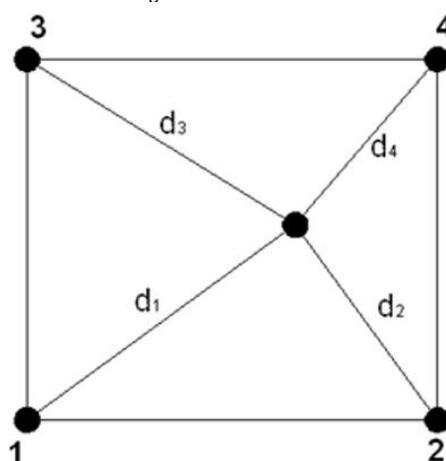
- $a_g$  : accelerazione orizzontale massima al sito;
- $F_0$  : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T_C^*$  : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Tali parametri vengono forniti dalla norma (NTC 2018), per diversi periodi di ritorno  $T_R$ , su tutto il territorio nazionale in un numero di punti che definiscono un reticolo di riferimento. Pertanto, per ogni punto del territorio nazionale è possibile individuare quattro punti del reticolo in modo da definire una maglia. I parametri sismici di tale punto si ottengono da quelli della maglia attraverso la seguente relazione:

$$p = \frac{\sum_{i=1}^4 \frac{p_i}{d_i}}{\sum_{i=1}^4 \frac{1}{d_i}}$$

dove:

- $p$  : generico parametro ( $a_g, F_0, T_c^*$ ) da calcolare per il punto oggetto di studio;
- $d_i$  : distanza tra il punto oggetto di studio e l' $i$ -esimo punto della maglia;
- $p_i$  : valore del generico parametro ( $a_g, F_0, T_c^*$ ) nell' $i$ -esimo punto della maglia.



Nel caso specifico si ha:

Coordinate del sito

Latitudine (ED50): 41°.2012

Longitudine (ED50): 16°.5983

Identificativi e coordinate (Datum ED50) dei punti che includono il sito		
Numero punto	Latitudine [°]	Longitudine [°]
44997	41°.1939	16°.5470
45220	41°.1921	16°.6134
45219	41°.2421	16°.6158
44998	41°.2439	16°.5494

	Parametri dello spettro di risposta orizzontale			
	SLV	SLC	SLD	SLO
Tempo di ritorno [anni]	475	975	50	30
Accelerazione sismica [g]	0.194	0.26	0.065	0.05
Coefficiente Fo	2.398	2.414	2.346	2.348
Periodo Tc*[sec]	0.369	0.389	0.303	0.278

Una volta valutati i parametri che definiscono la pericolosità sismica di base è possibile calcolare le ordinate spettrali degli spettri di risposta in accelerazione per il suolo di Categoria B:

	Pver	Tr	ag/g	Fo	T*c	T1	TB	TC	TD	S	St	Se
SLO	81	30	0.025	2.384	0.22	0	0.109	0.328	1.7	1.2	1	0.03
SLD	63	50	0.032	2.416	0.28	0	0.132	0.397	1.728	1.2	1	0.038



SLV	10	475	0.069	2.593	0.524		0	0.219	0.656	1.876	1.2	1	0.083
SLC	5	975	0.086	2.739	0.55		0	0.227	0.682	1.944	1.2	1	0.103

### 8.12 Verifiche di sicurezza

Lo schema di calcolo adottato per la valutazione delle sollecitazioni è quello di una mensola, di lunghezza pari a 9,00 m. Il plinto di fondazione è stato dimensionato con le massime sollecitazioni derivanti dal palo sovrastante. Per il calcolo delle strutture si è utilizzato il **metodo semiprobabilistico agli stati limite**.

### 8.13 Verifiche di sicurezza per carichi non sismici

Le verifiche per i carichi non sismici vengono eseguite allo stato limite ultimo, mediante il metodo dei coefficienti parziali di sicurezza sulle azioni e sulle resistenze secondo quanto riportato nel D.M. 17/01/2018.

### 8.14 Azioni di calcolo

Le azioni di calcolo  $E_d$  si ottengono combinando le azioni caratteristiche secondo la seguente formula di correlazione:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

dove:

$G_1$  rappresenta il valore caratteristico del peso proprio di tutti gli elementi strutturali;

$G_2$  rappresenta il valore caratteristico del peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

$P$  rappresenta il valore di pretensione;

$Q_{k1}$  rappresenta il valore caratteristico dell'azione variabile dominante di ogni combinazione;

$Q_{ki}$  rappresenta il valore caratteristico della  $i$ -esima azione variabile;

$\gamma_{G1}$ ,  $\gamma_{G2}$ ,  $\gamma_{Qi}$  e  $\gamma_P$  rappresentano i coefficienti parziali di sicurezza, che assumono i valori riportati nella Tabella 2.6.I.

Per il palo di illuminazione è stata effettuata l'unica verifica ritenuta significativa, ossia la verifica a flessione (STR).

Per quanto riguarda il plinto di fondazione sono state effettuate le seguenti verifiche:

- ✓ verifica a ribaltamento (EQU)
- ✓ verifica a scorrimento (GEO)
- ✓ verifica di capacità portante del terreno (GEO)

Nelle verifiche strutturali le azioni sono state moltiplicate per i coefficienti parziali di tipo STR.

Per la verifica a ribaltamento (Stato Limite di Equilibrio come corpo rigido), il momento ribaltante e quello stabilizzante sono stati calcolati sulla base dei carichi agenti moltiplicati per i coefficienti parziali di tipo EQU.

Le verifiche a scorrimento e di capacità portante (verifiche di tipo Geotecnico) sono state condotte secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3).

### 8.15 Verifiche

Per le verifiche sul palo, sono stati utilizzati i seguenti parametri:

Dati	Unità di misura	Valore
Altezza del palo - L	m	4,00
Diametro di base del palo - D	cm	10,20
Spessore sezione trasversale	mm	3,00
Tensione di snervamento acciaio S235JR - $f_y$	Kg/cmq	2350

### 8.16 Verifica a flessione

Dati	Unità di misura	Valore
Parametro sezione trasversale D/t	-	34
Parametro resistenza - $\epsilon = (235/f_{yk})^{1/2}$	-	0,924
Classe sezione trasversale $I = D/t \leq 50 * \epsilon^2$	-	34
Coefficiente STR carichi accidentali $g_Q$	-	1,50 (sfavorevole)
Momento massimo dovuto a $f_x$ - $M_f = g_Q * f_x * L^2 / 2$	Kgm	194,10
Momento massimo dovuto a $F_x$ - $M_F = g_Q * F_x * L$	Kgm	65,40
Coeff. Parz. Di sicurezza per la resistenza - $g_{M0}$	-	1,05
Modulo di resistenza plastico - $W_{pl} = (D^3 - (D-2*t)^3) / 6$	cmc	206,28
<b>Momento resistente di progetto <math>M_{c,Rd} = (W_{pl} * f_y) / g_{M0}</math></b>	<b>Kgm</b>	<b>540,25 (verificato)</b>
<b>Momento sollecitante alla base del palo - <math>M_{Sd} = M_f + M_F</math></b>	<b>Kgm</b>	<b>259,50</b>

### 8.17 Verifica sismica



Coefficiente di amplificazione delle azioni sismiche: **1.00**  
 ☑ armatura in direzione 'y': **8 mm** Relativo passo massimo: **30 cm**  
 ☑ armatura in direzione 'z': **8 mm** Relativo passo massimo: **30 cm**

**Plinto al nodo 1** Sez. Rp B= 1.00 H= 1.00 Altezza plinto= 1.00 p.p.= 82.772 kN

### 8.18 Combinazioni per le verifiche allo stato limite ultimo

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
1	Dinamica	Azione sismica: Presente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000

#### Sollecitazioni SLU esterne agenti

N.comb	N	Fy	Fz	My	Mz
	kN		kN*m		
1A	5.123	0.042	-0.016	0.123	-0.311
1B	5.123	-0.042	-0.016	0.123	0.311
1C	5.123	0.042	0.016	-0.123	-0.311
1D	5.123	-0.042	0.016	-0.123	0.311
1E	5.123	0.042	-0.016	0.123	-0.311
1F	5.123	-0.042	-0.016	0.123	0.311
1G	5.123	0.042	0.016	-0.123	-0.311
1H	5.123	-0.042	0.016	-0.123	0.311
1I	5.123	0.022	-0.020	0.237	-0.146
1J	5.123	-0.022	-0.020	0.237	0.146
1K	5.123	0.022	0.020	-0.237	-0.146
1L	5.123	-0.022	0.020	-0.237	0.146
1M	5.123	0.022	-0.020	0.237	-0.146
1N	5.123	-0.022	-0.020	0.237	0.146
1O	5.123	0.022	0.020	-0.237	-0.146
1P	5.123	-0.022	0.020	-0.237	0.146



**Verifica locale (ascisse riferite ad asse pilastro)**

Ascissa	Momento flettente	Sforzo tagliante	Ainf	Asup	Indice di resistenza	
cm	comb -- kN*m	comb -- kN	- tot - cmq - cm	passo - cm	----- tot - flessione ---	----- taglio
y = -0	1.116 (1H)	2.873 (1H)	3.02 1d 8 / 28	0.00	0.01	0.01
y = -15	0.724 (1H)	2.348 (1H)	3.02 1d 8 / 28	0.00	0.01	0.01
y = -30	0.413 (1H)	1.798 (1H)	3.02 1d 8 / 28	0.00	0.01	0.01
y = -45	0.186 (1H)	1.224 (1H)	3.02 1d 8 / 28	0.00	0.01	0.01
y = -60	0.047 (1H)	0.624 (1H)	3.02 1d 8 / 28	0.00	0.01	0.01
y = -0	1.116 (1G)	2.873 (1G)	3.02 1d 8 / 28	0.00	0.01	0.01
y = 15	0.724 (1G)	2.348 (1G)	3.02 1d 8 / 28	0.00	0.01	0.01
y = 30	0.413 (1G)	1.798 (1G)	3.02 1d 8 / 28	0.00	0.01	0.01
y = 45	0.186 (1G)	1.224 (1G)	3.02 1d 8 / 28	0.00	0.01	0.01
y = 60	0.047 (1G)	0.624 (1G)	3.02 1d 8 / 28	0.00	0.01	0.01
z = -0	1.079 (1N)	2.799 (1N)	3.02 1d 8 / 28	0.00	0.01	0.01
z = -15	0.698 (1N)	2.277 (1N)	3.02 1d 8 / 28	0.00	0.01	0.01
z = -30	0.397 (1N)	1.736 (1N)	3.02 1d 8 / 28	0.00	0.01	0.01
z = -45	0.178 (1N)	1.176 (1N)	3.02 1d 8 / 28	0.00	0.01	0.01
z = -60	0.045 (1N)	0.598 (1N)	3.02 1d 8 / 28	0.00	0.01	0.01
z = -0	1.079 (1P)	2.799 (1P)	3.02 1d 8 / 28	0.00	0.01	0.01
z = 15	0.698 (1P)	2.277 (1P)	3.02 1d 8 / 28	0.00	0.01	0.01
z = 30	0.397 (1P)	1.736 (1P)	3.02 1d 8 / 28	0.00	0.01	0.01
z = 45	0.178 (1P)	1.176 (1P)	3.02 1d 8 / 28	0.00	0.01	0.01
z = 60	0.045 (1P)	0.598 (1P)	3.02 1d 8 / 28	0.00	0.01	0.01

**VERIFICHE A PUNZONAMENTO:**

N.comb	q ult.	q ult./R	ey	ez	Fx ult.	I.R.	Note
S.L.U.	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	cm	cm	kN		
1A	1.11	0.48	0.4	-0.1	1074.109	0.08	
1B	1.11	0.48	-0.4	-0.1	1074.109	0.08	
1C	1.11	0.48	0.4	0.1	1074.109	0.08	
1D	1.11	0.48	-0.4	0.1	1074.109	0.08	
1E	1.11	0.48	0.4	-0.1	1074.109	0.08	
1F	1.11	0.48	-0.4	-0.1	1074.109	0.08	
1G	1.11	0.48	0.4	0.1	1074.109	0.08	
1H	1.11	0.48	-0.4	0.1	1074.109	0.08	
1I	1.11	0.48	0.2	-0.3	1075.338	0.08	
1J	1.11	0.48	-0.2	-0.3	1075.338	0.08	
1K	1.11	0.48	0.2	0.3	1075.338	0.08	
1L	1.11	0.48	-0.2	0.3	1075.338	0.08	
1M	1.11	0.48	0.2	-0.3	1075.338	0.08	
1N	1.11	0.48	-0.2	-0.3	1075.338	0.08	
1O	1.11	0.48	0.2	0.3	1075.338	0.08	
1P	1.11	0.48	-0.2	0.3	1075.338	0.08	

**8.19 Plinto di fondazione**

Per la struttura di fondazione del palo, sono stati utilizzati i seguenti parametri:

Dati	Unità di misura	Valore
Altezza del plinto - h	cm	80
Base del plinto - b	cm	80
Peso specifico cls	Kg/mc	2500

Peso del palo (solo fusto) - $N_p$	Kg	33
Peso del faro - $N_{faro}$	Kg	17
Altezza del palo - L	m	4,00

### 8.20 Verifica al ribaltamento

La verifica a ribaltamento viene quindi effettuata secondo l'unico approccio: EQU.

Si calcolano il momento ribaltante,  $M_R$ , dovuto all'azione del vento, ed il momento stabilizzante,  $M_S$ , dovuto ai pesi propri, rispetto allo spigolo esterno della base del plinto di fondazione. Affinché la verifica sia soddisfatta, deve essere:  $M_S/M_R \geq 1$

Si riportano di seguito i calcoli effettuati:

Dati	Unità di misura	Valore
Coefficiente EQU carichi permanenti - gG	-	0,90
Coefficiente EQU carichi accidentali - gQ	-	1,50
Momento massimo dovuto a $f_x$ - $M_f = gQ \cdot f_x \cdot L^2 / 2$	Kgm	86,26
Momento massimo dovuto a $F_x$ - $M_F = gQ \cdot F_x \cdot L$	Kgm	65,40
Taglio massimo dovuto a $f_x$ - $T_f = gQ \cdot f_x \cdot L$	Kg	38,16
Taglio massimo dovuto a $F_x$ - $T_F = gQ \cdot F_x$	Kg	16,35
Peso del palo (solo fusto) - $N_p = gG \cdot N_p$	Kg	29,7
Peso del faro - $N_{faro} = gG \cdot N_{faro}$	Kg	15,30
Peso del plinto - $P = gG \cdot g_{cls} \cdot V_{plinto}$	Kg	1280
Momento alla base del palo - $M_{Sd} = M_f + M_F$	Kgm	151,66
Taglio alla base del palo - $T_{Sd} = T_f + T_F$	Kg	54,51
Compressione alla base del palo - $N_{pl} = N_p + N_{faro}$	Kg	45
<b>Momento stabilizzante - <math>M_S = (N_p + P) \cdot b / 2</math></b>	<b>Kgm</b>	<b>530,00 (verificato)</b>
<b>Momento ribaltante - <math>M_R = M_{Sd} + T_{Sd} \cdot h</math></b>	<b>Kgm</b>	<b>195,26</b>

### 8.21 Verifica allo scorrimento

La verifica allo scorrimento è stata effettuata secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3).

Si calcolano la forza di scorrimento,  $F_{scorr}$ , dovuta all'azione del vento, e la forza stabilizzante,  $F_{stab}$ , dovuta all'attrito tra terreno e muro, pari a:

$$F_{stab} = (\gamma_{G1,F} \cdot P \cdot \tan \frac{\delta}{\alpha}) / \gamma_R$$

Affinché la verifica sia soddisfatta, deve essere

$$F_{stab} / F_{scorr} \geq 1$$

Si riportano di seguito i calcoli effettuati:

Dati	Unità di misura	Valore
Coefficiente A1 carichi permanenti - $g_G$	-	1,00 (favorevoli)
Coefficiente A2 carichi accidentali - $g_Q$	-	1,50 (sfavorevoli)
Coefficiente M1 parametri geotecnici - $g_{\phi'}$	-	1
Coefficiente R3 scorrimento - $g_R$	-	1,10
Taglio massimo dovuto a $f_x \cdot T_f = g_Q \cdot f_x \cdot L$	Kg	85,86 – 38,16
Taglio massimo dovuto a $F_x \cdot T_F = g_Q \cdot F_x$	Kg	16,35
Peso del palo (solo fusto) - $N_p = g_G \cdot N_p$	Kg	33
Peso del faro - $N_{faro} = g_G \cdot N_{faro}$	Kg	17
Peso del plinto - $P = g_G \cdot g_{cls} \cdot V_{plinto}$	Kg	1280
Angolo di attrito terreno-cls - $d = 2/3 \cdot \phi'$	gradi	20,00°
<b>Forza resistente - <math>F_R = (N_p + N_s + N_{faro} + P) \cdot \tan(d/g_{\phi'}) / g_R</math></b>	<b>Kg</b>	<b>429,15 (verificato)</b>
<b>Forza di scorrimento - <math>F_s = T_f + T_F</math></b>	<b>Kg</b>	<b>54,51</b>

## 8.22 Verifica della capacità portante

Dalla vasta bibliografia esistente sulla zona oggetto dell'intervento, si è ipotizzato un terreno di fondazione caratterizzato dai seguenti parametri:

Dati	Unità di misura	Valore
Categoria suolo di fondazione	-	B
Peso specifico - $g$	Kg/cmc	1700
Angolo di attrito - $\phi'$	gradi	30,00°
Coesione efficace - $c'$	Kg/cm <sup>2</sup>	0,15

Per il calcolo del carico limite si è utilizzata la formula di Brinch-Hansen, che esprime l'equilibrio fra il carico applicato alla fondazione e la resistenza limite del terreno:

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q + \frac{1}{3} \cdot B \cdot \gamma_f \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma$$

in cui:



$c$  = coesione del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;  
 $q = \gamma \cdot D$  = pressione geostatica in corrispondenza del piano di posa della fondazione;  
 $\gamma$  = peso unità di volume del terreno al di sopra del piano di posa della fondazione;  
 $D$  = profondità del piano di posa della fondazione;  
 $B$  = dimensione caratteristica della fondazione, che corrisponde alla larghezza della suola;  
 $L$  = Lunghezza della fondazione;  
 $\gamma_f$  = peso unità di volume del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;  
 $N_c, N_q, N_\gamma$  = fattori di capacità portante;  
 $s, d, i, g, b, \psi$  = coefficienti correttivi.

**NOTA BENE:**

Se la risultante dei carichi verticali è eccentrica,  $B$  e  $L$  sono ridotte rispettivamente di:

$$B' = B - 2 \cdot e_B$$

$$L' = L - 2 \cdot e_L$$

dove:

$e_B$  = eccentricità parallela al lato di dimensione  $B$ ;

$e_L$  = eccentricità parallela al lato di dimensione  $L$ .

Si riporta il valore dei succitati parametri, calcolati con le relative formule, e della pressione limite:

$$\begin{aligned}
 N_c &= 30.14 \\
 s_c &= 1.14 \\
 d_c &= 1.02 \\
 i_c &= 0.91 \\
 g_c &= 1.00 \\
 b_c &= 1.00 \\
 N_q &= 18.40 \\
 s_q &= 1.13 \\
 d_q &= 1.29 \\
 i_q &= 0.92 \\
 g_q &= 1.0 \\
 b_q &= 1.0 \\
 N_\gamma &= 22.40 \\
 s_\gamma &= 0.91 \\
 d_\gamma &= 1.00 \\
 i_\gamma &= 0.88 \\
 g_\gamma &= 1.00 \\
 b_\gamma &= 1.00 \\
 q_{lim} &= 9.32 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

La verifica della capacità portante è stata effettuata secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3).

Tale verifica si esegue confrontando la massima pressione di contatto trasmessa dal plinto di fondazione con la pressione limite.

Si riportano di seguito i calcoli effettuati:

Dati	Unità di misura	Valore
Coefficiente A1 carichi permanenti – $G_g$	-	1,00 (favorevoli)
Coefficiente A2 carichi accidentali – $G_q$	-	1,50 (sfavorevoli)
Coefficiente R3 capacità portante – $G_r$	-	2,30
Momento massimo dovuto a $f_x - M_f = G_q * f_x * L^2 / 2$	Kgm	86,26
Momento massimo dovuto a $F_x - M_F = G_q * F_x * L$	Kgm	65,40
Taglio massimo dovuto a $f_x - T_f = G_q * f_x * L$	Kg	38,16
Taglio massimo dovuto a $F_x - T_F = G_q * F_x$	Kg	16,35
Peso del palo (solo fusto) – $N_p = G_g * N_p$	Kg	33
Peso del faro – $N_{faro} = G_g * N_{faro}$	Kg	17
Peso del plinto – $P = G_g * g_{cls} * V_{plinto}$	Kg	1280
Momento alla base del plinto – $M_{pl} = M_f + M_F + (T_f + T_F) * h$	Kgm	195,26
Compressione alla base del plinto – $N_{pl} = N_p + N_s + N_{faro} + P$	Kg	1330,00
Eccentricità – $e = M_{pl} / N_{pl}$	m	0,146

Tensione di compressione massima – $s_{max} = 2 \cdot N_{pl} / 3 \cdot b \cdot (b/2 - e)$	Kg/cmq	0,436 (verificato)
Tensione di compressione ammissibile – $s_{max} = q_{lim} / g_R$	Kg/cmq	4,05

### 8.23 Verifiche di sicurezza in condizioni sismiche

Sono state effettuate le verifiche con riferimento agli stati limite di ribaltamento, scorrimento sul piano di posa e capacità portante, per lo stato limite ultimo di salvaguardia della Vita (SLV).

### 8.24 Combinazione dell'azione sismica con le altre azioni

Le verifiche agli stati limite ultimi o di esercizio devono essere effettuate per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni seguente:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

Dove:

- E azione sismica per lo stato limite in esame;
- G<sub>1</sub> carichi permanenti strutturali al loro valore caratteristico;
- G<sub>2</sub> carichi permanenti non strutturali al loro valore caratteristico;
- P valore caratteristico dell'azione di pretensione;
- $\psi_{2i}$  coefficienti di combinazione delle azioni variabili Q<sub>kj</sub>;
- Q<sub>kj</sub> valore caratteristico della azione variabile Q<sub>kj</sub>.

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

Nel caso in esame, essendo le azioni variabili dovute al vento, è stato adottato il coefficiente  $\psi_2=0,0$  in base al del D.M. 17/01/2018.

### 8.25 Verifiche

Per le verifiche sul palo, sono stati utilizzati i seguenti parametri:

Dati	Unità di misura	Valore
Altezza del palo - L	m	4,00
Diametro di base del palo - D	cm	10,20
Spessore sezione trasversale	mm	3,00
Tensione di snervamento acciaio S235JR - f <sub>y</sub>	Kg/cmq	2350

### 8.26 Verifica a flessione

Dati	Unità di misura	Valore
Parametro sezione trasversale D/t	-	34
Parametro resistenza - $\epsilon=(235/f_{yk})^{1/2}$	-	0,924
Classe sezione trasversale $I= D/t \leq 50 * \epsilon^2$	-	34
Momento massimo dovuto a $F_h$ - $M_F = F_h * L$	Kgm	9,15
Coeff. Parz. Di sicurezza per la resistenza - $g_{M0}$	-	1,05
Modulo di resistenza plastico - $W_{pl} = (D^3 - (D-2*t)^3) / 6$	cmc	206,28
<b>Momento resistente di progetto <math>M_{c,Rd} = (W_{pl} * f_y) / g_{M0}</math></b>	<b>Kgm</b>	<b>540,25 (verificato)</b>
<b>Momento sollecitante alla base del palo - <math>M_{Sd} = M_F</math></b>	<b>Kgm</b>	<b>9,15</b>

### 8.27 Plinto di fondazione

Per quanto riguarda la struttura di fondazione del palo, la verifica a scorrimento sul piano di fondazione è stata effettuata con l'Approccio 1, in quanto l'Approccio 2 conduce a risultati meno conservativi. I coefficienti parziali A2 sono stati posti pari ad uno. Tutte le altre verifiche in condizioni sismiche sono state effettuate con l'Approccio 2, ponendo i coefficienti A1 pari ad uno.

Si riportano di seguito i parametri usati nelle verifiche:

Dati	Unità di misura	Valore
Altezza del plinto - h	cm	80
Base del plinto - b	cm	80x80
Peso specifico cls - $g_{cls}$	Kg/mc	2500
Peso del palo (solo fusto) - $N_p$	Kg	33
Peso del faro - $N_{faro}$	Kg	17
Altezza del palo - L	m	4,00

### 8.28 Verifica al ribaltamento

La verifica a ribaltamento viene quindi effettuata secondo l'unico approccio: EQU.

I coefficienti delle azioni sono stati posti tutti pari a 1. Si calcolano il momento ribaltante,  $M_R$ , dovuto all'azione sismica, ed il momento stabilizzante,  $M_S$ , dovuto ai pesi propri, rispetto allo spigolo esterno della base del plinto di fondazione.

Il coefficiente parziale per il ribaltamento è stato posto pari a  $\gamma_R = 1,0$ .

Affinché la verifica sia soddisfatta, deve essere:  $M_S / M_R \geq 1$

Si riportano di seguito i calcoli effettuati:

Dati	Unità di misura	Valore
Momento massimo dovuto a $F_h$ - $M_F = F_h * L$	Kgm	4,06

Taglio massimo dovuto a $F_h - T_f = F_h$	Kg	1,017
Peso del palo (solo fusto) - $N_p$	Kg	33,00
Peso del faro - $N_{faro}$	Kg	17
Peso del plinto - $P = g_{cls} \cdot V_{plinto}$	Kg	1280
Momento alla base del palo - $M_{sd} = M_f$	Kgm	4,06
Taglio alla base del palo - $T_{sd} = T_f$	Kg	1,017
Compressione alla base del palo - $N_{pl} = N_p + N_{faro}$	Kg	50
<b>Momento stabilizzante - <math>M_S = (N_p + P) \cdot b / 2</math></b>	<b>Kgm</b>	<b>532,00 (verificato)</b>
<b>Momento ribaltante - <math>M_R = M_{sd} + T_{sd} \cdot h</math></b>	<b>Kgm</b>	<b>4,873</b>

### 8.29 Verifica allo scorrimento

La verifica allo scorrimento è stata effettuata secondo l'Approccio (E+M2+R1).

I coefficienti delle azioni sono stati posti tutti pari a 1. Si calcolano la forza di scorrimento,  $F_{scorr}$ , dovuta all'azione sismica, e la forza stabilizzante,  $F_{stab}$ , dovuta all'attrito tra terreno e muro, pari a

$$F_{stab} = (\gamma_{G1,F} \cdot P \cdot \tan \frac{\delta}{\gamma_R}) / \gamma_R$$

Il coefficiente parziale R1 per lo scorrimento è pari a  $\gamma_R = 1,0$ . Affinchè la verifica sia soddisfatta, deve essere  $F_{stab} / F_{scorr} \geq 1$ . Si riportano di seguito i calcoli effettuati:

Dati	Unità di misura	Valore
Coefficiente M2 - $g_{\phi'}$	-	1,25
Coefficiente R2 scorrimento - $g_R$	-	1,10
Taglio massimo dovuto a $F_h - T_f = F_h$	Kg	1,017
Peso del palo (solo fusto) - $N_p$	Kg	33,00
Peso del faro - $N_{faro}$	Kg	17,00
Peso del plinto - $P = g_{cls} \cdot V_{plinto}$	Kg	1280
Angolo di attrito terreno - $\delta$	-	20,00°
<b>Forza resistente - <math>F_R = (N_p + N_s + N_{faro} + P) \cdot \tan(\delta / g_{\phi'}) / g_R</math></b>	<b>Kgm</b>	<b>346,70 (verificato)</b>
<b>Forza di scorrimento - <math>F_s = T_f</math></b>	<b>Kgm</b>	<b>1,017</b>

### 8.30 Verifica della capacità portante

In presenza di sisma la formula di Brinch-Hansen per il calcolo della pressione limite diventa:

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot z_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot z_q + \frac{1}{\gamma} \cdot B \cdot \gamma_f \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot z_\gamma \cdot c_\gamma$$

in cui, oltre ai termini già precedentemente indicati, si sono introdotti i seguenti termini:

$z_c, z_q, z_\gamma$  = coefficienti correttivi dovuti all'effetto inerziale;  
 $c_\gamma$  = coefficiente correttivo dovuto all'effetto cinematico.

Si riportano di seguito i calcoli effettuati:

$$\begin{aligned}
 N_c &= 30.14 \\
 s_c &= 1.60 \\
 d_c &= 1.02 \\
 i_c &= 0.99 \\
 g_c &= 1.00 \\
 b_c &= 1.00 \\
 N_q &= 18.40 \\
 s_q &= 1.57 \\
 d_q &= 1.29 \\
 i_q &= 0.99 \\
 g_q &= 1.0 \\
 b_q &= 1.0 \\
 N_\gamma &= 22.40 \\
 s_\gamma &= 0.60 \\
 d_\gamma &= 1.00 \\
 i_\gamma &= 0.99 \\
 g_\gamma &= 1.00 \\
 b_\gamma &= 1.00 \\
 \beta_s &= 0.20 \\
 k_{hk} &= \beta_s \cdot S_s \cdot S_T \cdot a_g / g = 0.01 \\
 c_\gamma &= (1 - k_{hk} / \tan \phi)^{0.45} = 0.99 \\
 k_{hi} &= S_s \cdot S_T \cdot a_g / g = 0.07 \\
 z_\gamma &= (1 - k_{hi} / \tan \phi)^{0.35} = 0.96 \\
 z_q &= z_\gamma = 0.96 \\
 z_c &= 1 - 0.32 \cdot k_{hi} = 0.98 \\
 q_{lim} &= 14.24 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

La verifica della capacità portante è stata effettuata secondo l'Approccio 2 (E+M1+R3).

I coefficienti delle azioni sono stati posti tutti pari a 1. Tale verifica si esegue confrontando la massima pressione di contatto trasmessa dal plinto di fondazione con la pressione limite.

Il coefficiente parziale R3 per la capacità portante della fondazione è pari a  $\gamma_R=2,3$ . Si riportano di seguito i calcoli effettuati:

Dati	Unità di misura	Valore
Momento massimo dovuto a $F_h$ - $M_F = F_h \cdot L$	Kgm	4,06



Taglio massimo dovuto a $F_h - T_F = F_h$	Kg	1,017
Peso del palo (solo fusto) - $N_p$	Kg	33,00
Peso del faro - $N_{faro}$	Kg	17,00
Peso del plinto - $P = \gamma_{cls} \cdot V_{plinto}$	Kg	1280
Momento alla base del palo - $M_{Sd} = M_F + T_F \cdot L$	Kgm	8,13
Compressione alla base del palo - $N_{pl} = N_p + N_{faro} + P$	Kg	1330
Eccentricità - $e = M_{pl} / N_{pl}$	m	0,006
Tensione di compressione max - $s_{max}$ $= N_{pl} / (b^2) + 6 \cdot M_{pl} / (b^3)$	Kg/cm <sup>2</sup>	0,217 (verificato)
Tensione di compressione ammissibile - $s_{max} = q_{lim} / \gamma_R$	Kg/cm <sup>2</sup>	6,19

## 9 DESCRIZIONE DELL'OPERA – PALO DA 10,39 M FT.

Le verifiche di seguito riportate riguardano un palo rastremato in acciaio S235JR di sezione circolare zincato a caldo, composto da tre tubi tra loro saldati, avente le seguenti dimensioni: diam. Cm 21,9x245 – diam. 14,0 x 285 – diam. 10,2 x 290. L'altezza complessiva, dal piano di fondazione, di 10,39 m e il relativo plinto di fondazione; la sezione trasversale alla base ha diametro esterno pari a circa 21,90 cm, mentre in sommità è di 10,20 cm. Lo spessore delle pareti è di 3 mm. In sommità il palo presenta due sbracci di altezza cm 212, larghezza cm 120 in ghisa UNI EN 1561 e due armature del peso di circa 9,50 kg cadauna. La struttura di fondazione è un plinto in c.a. prefabbricato di forma prismatica ossia a base quadrata di lati 1,20 m ed altezza pari a 1,00 m.

### 9.1 Normativa di riferimento

Tale struttura è stata dimensionata secondo quanto stabilito dal D.M. 17/01/2018 "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" e dalla 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 17gennaio 2018".

### 9.2 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

I materiali presenti in progetto rispettano le caratteristiche meccaniche e di resistenza riportate in seguito:

- LEGANTI: Idraulici, previsti dalla Legge 26/05/1965, n. 595 e norme armonizzate della serie EN 197
- AGGREGATI: Conformi alla parte armonizzata della norma europea UNI EN 12620
- ADDITIVI: Conformi alla parte armonizzata della norma europea EN 934-2
- ACQUA: Conforme alla norma UNI EN 1008
- ACCIAIO PER ARMATURA: B450C
- ACCIAIO PER PALO: S235JR

Il conglomerato cementizio da impiegarsi nelle strutture dei lavori in epigrafe sarà dosato in modo tale da garantire una classe C25/30. Le altre caratteristiche del conglomerato cementizio, conformi alla norma EN 206, sono riportate di seguito:



### CLASSE DI ESPOSIZIONE: XC2

- COPRIFERRO MINIMO: 30 mm
- RAPPORTO ACQUA CEMENTO: < 0,60
- CLASSE DI CONSISTENZA DEL CALCESTRUZZO S4
- AGGREGATI D < 30 mm
- CONTENUTO DI CEMENTO > 300 daN/m<sup>3</sup>

Circa le altre prescrizioni esecutive si richiamano le disposizioni di cui al D.M.17/01/2018.

### **9.3 Azioni di progetto**

Le azioni di progetto prese in conto per la verifica dell'opera in oggetto sono:

- carichi permanenti (pesi propri dei materiali strutturali, carichi permanenti non strutturali)
- azione del vento
- azione sismica

Di seguito si riportano in dettaglio le azioni considerate.

### **9.4 Carichi permanenti**

I carichi permanenti da considerare nelle verifiche di resistenza e stabilità sono rappresentati dai pesi propri degli elementi strutturali e non strutturali.

### **9.5 Azioni del vento**

Il vento esercita una duplice azione sull'elemento in esame:

- ✓ un'azione concentrata, agente sulla sommità del palo, causata dalla pressione esercitata dal vento sull'apparecchio illuminante;
- ✓ un'azione distribuita, agente lungo tutto lo sviluppo del palo, causata dalla pressione esercitata dal vento sulla superficie del palo stesso.

Per determinare l'entità delle due azioni suddette si è fatto riferimento alle norme CNR-DT207/2008 "Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni". In particolare, il calcolo è stato effettuato secondo i punti seguenti:

- ✓ valutazione della velocità e della pressione cinetica del vento (par. 3.2 della norma di riferimento);
- ✓ valutazione dell'azione concentrata del vento sulla sommità del palo (par. 3.3.3 e G.7/Allegato G della norma di riferimento);
- ✓ valutazione dell'azione distribuita del vento lungo lo sviluppo del palo (par. 3.3.4 e G.10/Allegato G della norma di riferimento).

### **9.6 Valutazione della velocità e della pressione del vento**

Il primo passo è stato quello di determinare la velocità base di riferimento ( $v_b$ ) in funzione della posizione geografica e dell'altitudine sul livello del mare del sito di costruzione. In particolare, il sito ricade in zona 3 ed ha un'altitudine di 18 m s.l.m.

Successivamente, è stata definita la velocità di riferimento di progetto per un tempo di ritorno di 50 anni ed è stata determinata la categoria di esposizione del sito.

Infine, sono stati valutati il coefficiente di topografia, il coefficiente di esposizione e il coefficiente aerodinamico, tramite i quali è stato possibile determinare la pressione cinetica di picco.

Si riporta di seguito il dettaglio di tali calcoli:

## DETERMINAZIONE DELLA PRESSIONE DI PICCO

Dati	Unità di misura	Valore
Altitudine del sito - $a_s$	m	18
Altezza massima del palo - $z$	m	10,39
Lunghezza del palo fuori terra - $L$	m	10,39
Zona		Puglia = zona 3
Velocità base di riferimento s.l.m. - $V_{b,0}$	m/s	27
Parametro Tab. 3.I - $a_0$	m	500
Parametro Tab. 3.I - $K_a$	1/s	0,020
Coefficiente di altitudine - $C_a$	-	1
Velocità base di riferimento (TR=50 anni) $V_b = C_a * V_{b,0}$	m/s	27
Classe di rugosità del terreno (Tab.3.III)	-	B
Distanza dalla costa	Km	<30
Categoria di esposizione del sito (Fig.3.3)	-	III
Coefficiente Tab. 3.III - $K_r$	-	0,20
Coefficiente Tab. 3.III - $Z_0$	m	0,10
Coefficiente Tab. 3.III - $Z_{min}$	m	5
Coefficiente di topografia - $C_t$	-	1
Coefficiente di esposizione - $C_e$	-	2,07
Coefficiente aerodinamico - $C_p$	-	0,90
<b>Pressione cinetica di picco - <math>q_p = (1/1,6) * V_b^2 * C_e * C_p</math></b>	<b>N/mq</b>	<b>848,83</b>
	<b>Kg/mq</b>	<b>84,88</b>

### Valutazione dell'azione concentrata del vento sulla sommità del palo

La forza concentrata esercitata dal vento sulla sommità del palo può essere calcolata mediante la relazione seguente (par. 3.3.3 della norma di riferimento):

$$F_X = q_p(\bar{z}) \cdot L^2 \cdot C_{FX}$$

in cui:



$q_p$  è la pressione cinetica di picco del vento;

$\bar{z}$  è l' altezza di riferimento associata al coefficiente di forza;

$L$  è la lunghezza di riferimento su cui agisce la pressione del vento;

$c_{FX}$  è il coefficiente di forza secondo la direzione X.

L'area di riferimento  $L^2$  è stata assunta pari alla proiezione sul piano verticale dell'apparecchio di illuminazione posto sulla sommità del palo.

Il coefficiente di forza è stato valutato in via approssimata in maniera analoga al caso delle insegne (par. G.7 dell'Allegato G alla norma di riferimento). Di conseguenza, si è assunto un coefficiente di forza pari a 1,8.

Si riporta di seguito il dettaglio del calcolo:

### 9.7 Determinazione dell'azione del vento sul faro

In corrispondenza del faro l'azione del vento può essere schematizzata come una forza puntuale. Per il calcolo del coefficiente di forza si fa riferimento al punto G.7

Dati	Unità di misura	Valore
Coefficiente di forza - $C_{FX}$	-	1,8
Larghezza del faro b	m	0,345
Spessore del faro - s	m	0,515
Area di riferimento $A = b \cdot s$	mq	0,177
<b>Forza puntuale del vento <math>F_X = 2 \cdot q_p \cdot c_{FX} \cdot A</math></b>	<b>N</b>	<b>540,87</b>
	<b>Kg</b>	<b>54,08</b>

### 9.8 Valutazione dell'azione distribuita del vento lungo lo sviluppo del palo

La forza distribuita esercitata dal vento lungo lo sviluppo del palo può essere calcolata mediante la relazione seguente (par. 3.3.4 della norma di riferimento):

$$f_X(z) = q_p(z) \cdot l \cdot c_{fX}$$

in cui:

$q_p$  è la pressione cinetica di picco del vento;

$z$  è la quota sul suolo;

$l$  è la dimensione di riferimento associata al coefficiente di forza;

$c_{fX}$  è il coefficiente di forza.

Per la valutazione del coefficiente di forza e della dimensione di riferimento ad esso associata si è fatto riferimento al caso di elementi strutturali allungati a sezione circolare (par. G.10 dell'Allegato G alla norma di riferimento).

Si riporta di seguito il dettaglio del calcolo:

### DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DEL VENTO LUNGO LO SVILUPPO DEL PALO

Lungo lo sviluppo del palo l'azione del vento può essere schematizzata come una forza per unità di lunghezza. Per il calcolo del coefficiente di forza si fa riferimento al punto G.10.6

Dati	Unità di misura	Valore
Diametro del palo medio - d	m	0,160
Dimensione di riferimento – l=d	m	0,160
Coefficiente di profilo medio del vento	-	0,99
Velocità media del vento - $V_m = C_m * V_b$	m/s	26,73
Viscosità cinematica dell'aria - $\nu$	mq/s	0,000015
Numero di Reynolds - $Re = l * v_m / \nu$	-	185328
Scabrezza della superficie (Tab. G XVII) - K	mm	0,20
Parametro – K/d	-	0,00125
Coefficiente di forza ideale (curva A) - $C_{fx0,A}$		1,0913
Coefficiente di forza ideale (curva B) - $C_{fx0,B}$		0,7610
Coefficiente di forza ideale (Fig. G.51) - $C_{fx0} = C_{fx0,B}$	Km	0,7610
Snellezza effettiva (Tab. G. XIX) - $\lambda$	-	82,57
Coefficiente di snellezza (Formule G.23) - $\Psi_\lambda$	-	0,9292
Coefficiente di forza - $C_{fx} = C_{fx0} * \Psi_\lambda$	m	0,7071
<b>Forza del vento per unità di lunghezza <math>f_x = q_p * C_{fx} * l</math></b>	<b>N/m</b>	<b>75,52</b>
	<b>Kg/m</b>	<b>8,299</b>

NOTA: per il calcolo della velocità media del vento e del numero di Reynolds si è fatto riferimento rispettivamente ai paragrafi 3.2.5 e 3.3.7 della norma di riferimento.

### 9.9 Azione sismica

#### Localizzazione sito: Comune di Molfetta

##### Coordinate del sito

Latitudine (WGS84) : 41.2012  
 Longitudine (WGS84) : 16.5983  
 Altezza s.l.m. : 18,00 m



La valutazione delle azioni sismiche sulle strutture viene condotta in relazione ad un periodo di riferimento  $c$  che si ricava moltiplicando la vita nominale  $V_N$  per il coefficiente d'uso  $C_U$  (§2.4.3 NTC 2018).

Nel caso specifico risulta:

$V_N = 50$  anni (Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale)

$C_U = 1.0$  anni (Classe d'uso II §2.4.2 NTC 2018)

$V_R = 50$  anni

Gli stati limite nei confronti dell'azione sismica, in relazione alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, si dividono in:

#### **Stati limite di esercizio**

Stato Limite di Operatività (**SLO**);

Stato Limite di Danno (**SLD**).

#### **Stati limite ultimi**

Stato Limite di salvaguardia della Vita (**SLV**);

Stato Limite di prevenzione del Collasso (**SLC**).

Per ciascuno degli stati limite considerati viene associata una probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{V_R}$  (Tab. 3.2.1. NTC 2018).

Per ogni valore di  $P_{V_R}$  viene calcolato il periodo di ritorno medio  $T_R$  di un evento avente quell'entità attraverso la seguente relazione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})}$$

i valori così ottenuti vengono riportati nella seguente tabella:

Stato limite	$P_{V_R}$ [%]	$T_R$ [anni]
SLO	5	30
SLD	10	50
SLV	63	475
SLC	81	975

### **9.10 Pericolosità sismica di base**

L'elemento di conoscenza primario per la valutazione delle azioni sismiche in un determinato sito è rappresentato dalla "pericolosità sismica di base". Questa viene espressa, per ogni stato limite, in funzione della probabilità di superamento  $P_{V_R}$  in termini di spettro di risposta in accelerazione per un suolo di categoria **B**.

I parametri che identificano la pericolosità sismica di base sono:

- $a_g$  : accelerazione orizzontale massima al sito;
- $F_0$  : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T_C^*$  : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

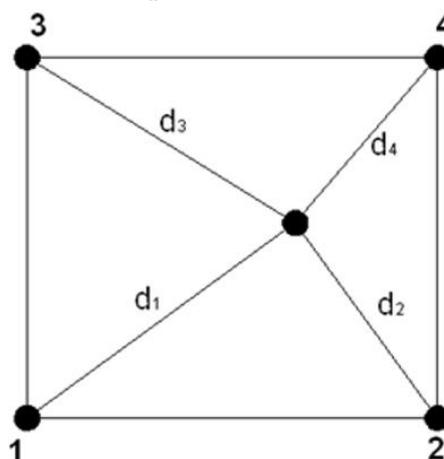
Tali parametri vengono forniti dalla norma (NTC 2018), per diversi periodi di ritorno  $T_R$ , su tutto il territorio nazionale

in un numero di punti che definiscono un reticolo di riferimento. Pertanto, per ogni punto del territorio nazionale è possibile individuare quattro punti del reticolo in modo da definire una maglia. I parametri sismici di tale punto si ottengono da quelli della maglia attraverso la seguente relazione:

$$p = \frac{\sum_{i=1}^4 \frac{p_i}{d_i}}{\sum_{i=1}^4 \frac{1}{d_i}}$$

dove:

- $p$  : generico parametro ( $a_g, F_0, T_c^*$ ) da calcolare per il punto oggetto di studio;
- $d_i$  : distanza tra il punto oggetto di studio e l' $i$ -esimo punto della maglia;
- $p_i$  : valore del generico parametro ( $a_g, F_0, T_c^*$ ) nell' $i$ -esimo punto della maglia.



Nel caso specifico si ha:

Coordinate del sito

Latitudine (ED50): 41°.2012  
 Longitudine (ED50): 16°.5983

Identificativi e coordinate (Datum ED50) dei punti che includono il sito		
Numero punto	Latitudine [°]	Longitudine [°]
44997	41°.1939	16°.5470
45220	41°.1921	16°.6134
45219	41°.2421	16°.6158
44998	41°.2439	16°.5494

	Parametri dello spettro di risposta orizzontale			
	SLV	SLC	SLD	SLO
Tempo di ritorno [anni]	475	975	50	30
Accelerazione sismica [g]	0.194	0.26	0.065	0.05
Coefficiente Fo	2.398	2.414	2.346	2.348
Periodo Tc*[sec]	0.369	0.389	0.303	0.278

Una volta valutati i parametri che definiscono la pericolosità sismica di base è possibile calcolare le ordinate spettrali degli spettri di risposta in accelerazione per il suolo di Categoria B:

	Pver	Tr	ag/g	Fo	T*c	T1	TB	TC	TD	S	St	Se
SLO	81	30	0.025	2.384	0.22	0	0.109	0.328	1.7	1.2	1	0.03
SLD	63	50	0.032	2.416	0.28	0	0.132	0.397	1.728	1.2	1	0.038



SLV	10	475	0.069	2.593	0.524		0	0.219	0.656	1.876	1.2	1	0.083
SLC	5	975	0.086	2.739	0.55		0	0.227	0.682	1.944	1.2	1	0.103

### 9.11 Verifiche di sicurezza

Lo schema di calcolo adottato per la valutazione delle sollecitazioni è quello di una mensola, di lunghezza pari a 9,00 m. Il plinto di fondazione è stato dimensionato con le massime sollecitazioni derivanti dal palo sovrastante. Per il calcolo delle strutture si è utilizzato il **metodo semiprobabilistico agli stati limite**.

### 9.12 Verifiche di sicurezza per carichi non sismici

Le verifiche per i carichi non sismici vengono eseguite allo stato limite ultimo, mediante il metodo dei coefficienti parziali di sicurezza sulle azioni e sulle resistenze secondo quanto riportato nel D.M. 17/01/2018.

### 9.13 Azioni di calcolo

Le azioni di calcolo  $E_d$  si ottengono combinando le azioni caratteristiche secondo la seguente formula di correlazione:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

dove:

$G_1$  rappresenta il valore caratteristico del peso proprio di tutti gli elementi strutturali;

$G_2$  rappresenta il valore caratteristico del peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

$P$  rappresenta il valore di pretensione;

$Q_{k1}$  rappresenta il valore caratteristico dell'azione variabile dominante di ogni combinazione;

$Q_{ki}$  rappresenta il valore caratteristico della  $i$ -esima azione variabile;

$\gamma_{G1}$ ,  $\gamma_{G2}$ ,  $\gamma_{Qi}$  e  $\gamma_P$  rappresentano i coefficienti parziali di sicurezza, che assumono i valori riportati nella Tabella 2.6.I.

Per il palo di illuminazione è stata effettuata l'unica verifica ritenuta significativa, ossia la verifica a flessione (STR).

Per quanto riguarda il plinto di fondazione sono state effettuate le seguenti verifiche:

- ✓ verifica a ribaltamento (EQU)
- ✓ verifica a scorrimento (GEO)
- ✓ verifica di capacità portante del terreno (GEO)

Nelle verifiche strutturali le azioni sono state moltiplicate per i coefficienti parziali di tipo STR.

Per la verifica a ribaltamento (Stato Limite di Equilibrio come corpo rigido), il momento ribaltante e quello stabilizzante sono stati calcolati sulla base dei carichi agenti moltiplicati per i coefficienti parziali di tipo EQU.

Le verifiche a scorrimento e di capacità portante (verifiche di tipo Geotecnico) sono state condotte secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3).

#### 9.14 Verifiche

Per le verifiche sul palo, sono stati utilizzati i seguenti parametri:

Dati	Unità di misura	Valore
Altezza del palo - L	m	10,39
Diametro di base del palo - D	cm	21,90
Spessore sezione trasversale	mm	4,00
Tensione di snervamento acciaio S235JR - $f_y$	Kg/cmq	2350

#### 9.15 Verifica a flessione

Dati	Unità di misura	Valore
Parametro sezione trasversale D/t	-	54,75
Parametro resistenza - $\epsilon = (235/f_{yk})^{1/2}$	-	0,924
Classe sezione trasversale $I = D/t \leq 50 * \epsilon^2$	-	54,75
Coefficiente STR carichi accidentali $g_Q$	-	1,50 (sfavorevole)
Momento massimo dovuto a $f_x$ - $M_f = g_Q * f_x * L^2 / 2$	Kgm	671,92
Momento massimo dovuto a $F_x$ - $M_F = g_Q * F_x * L$	Kgm	842,83
Coeff. Parz. Di sicurezza per la resistenza - $g_{M0}$	-	1,05
Modulo di resistenza plastico - $W_{pl} = (D^3 - (D-2*t)^3) / 6$	cmc	184,83
<b>Momento resistente di progetto <math>M_{c,Rd} = (W_{pl} * f_y) / g_{M0}</math></b>	<b>Kgm</b>	<b>4136,74(verificato)</b>
<b>Momento sollecitante alla base del palo - <math>M_{Sd} = M_f + M_F</math></b>	<b>Kgm</b>	<b>1514,75</b>

#### 9.16 Verifica sismica



Coefficiente di amplificazione delle azioni sismiche: **1.00**

☑ armatura in direzione 'y': **8 mm** Relativo passo massimo: **30 cm**

☑ armatura in direzione 'z': **8 mm** Relativo passo massimo: **30 cm**

**Plinto al nodo 1** Sez. Rp B= 1.00 H= 1.00 Altezza plinto= 1.00 p.p.= 82.772 kN

### 9.17 Combinazioni per le verifiche allo stato limite ultimo

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
1	Dinamica	Azione sismica: Presente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000

#### Sollecitazioni SLU esterne agenti

N.comb	N	Fy	Fz	My	Mz
	kN	kN*m			
1A	5.123	0.042	-0.016	0.123	-0.311
1B	5.123	-0.042	-0.016	0.123	0.311
1C	5.123	0.042	0.016	-0.123	-0.311
1D	5.123	-0.042	0.016	-0.123	0.311
1E	5.123	0.042	-0.016	0.123	-0.311
1F	5.123	-0.042	-0.016	0.123	0.311
1G	5.123	0.042	0.016	-0.123	-0.311
1H	5.123	-0.042	0.016	-0.123	0.311
1I	5.123	0.022	-0.020	0.237	-0.146
1J	5.123	-0.022	-0.020	0.237	0.146
1K	5.123	0.022	0.020	-0.237	-0.146
1L	5.123	-0.022	0.020	-0.237	0.146
1M	5.123	0.022	-0.020	0.237	-0.146
1N	5.123	-0.022	-0.020	0.237	0.146
1O	5.123	0.022	0.020	-0.237	-0.146

1P 5.123 -0.022 0.020 -0.237 0.146

**Verifica locale (ascisse riferite ad asse pilastro)**

Ascissa	Momento flettente	Sforzo tagliante	Ainf	Asup	Indice di resistenza	
cm	kN*m	kN	cm	cm	flessione	taglio
y = -0	1.116 (1H)	2.873 (1H)	3.02 1d 8 / 28	0.00	0.01	0.01
y = -15	0.724 (1H)	2.348 (1H)	3.02 1d 8 / 28	0.00	0.01	0.01
y = -30	0.413 (1H)	1.798 (1H)	3.02 1d 8 / 28	0.00	0.01	0.01
y = -45	0.186 (1H)	1.224 (1H)	3.02 1d 8 / 28	0.00	0.01	0.01
y = -60	0.047 (1H)	0.624 (1H)	3.02 1d 8 / 28	0.00	0.01	0.01
y = -0	1.116 (1G)	2.873 (1G)	3.02 1d 8 / 28	0.00	0.01	0.01
y = 15	0.724 (1G)	2.348 (1G)	3.02 1d 8 / 28	0.00	0.01	0.01
y = 30	0.413 (1G)	1.798 (1G)	3.02 1d 8 / 28	0.00	0.01	0.01
y = 45	0.186 (1G)	1.224 (1G)	3.02 1d 8 / 28	0.00	0.01	0.01
y = 60	0.047 (1G)	0.624 (1G)	3.02 1d 8 / 28	0.00	0.01	0.01
z = -0	1.079 (1N)	2.799 (1N)	3.02 1d 8 / 28	0.00	0.01	0.01
z = -15	0.698 (1N)	2.277 (1N)	3.02 1d 8 / 28	0.00	0.01	0.01
z = -30	0.397 (1N)	1.736 (1N)	3.02 1d 8 / 28	0.00	0.01	0.01
z = -45	0.178 (1N)	1.176 (1N)	3.02 1d 8 / 28	0.00	0.01	0.01
z = -60	0.045 (1N)	0.598 (1N)	3.02 1d 8 / 28	0.00	0.01	0.01
z = -0	1.079 (1P)	2.799 (1P)	3.02 1d 8 / 28	0.00	0.01	0.01
z = 15	0.698 (1P)	2.277 (1P)	3.02 1d 8 / 28	0.00	0.01	0.01
z = 30	0.397 (1P)	1.736 (1P)	3.02 1d 8 / 28	0.00	0.01	0.01
z = 45	0.178 (1P)	1.176 (1P)	3.02 1d 8 / 28	0.00	0.01	0.01
z = 60	0.045 (1P)	0.598 (1P)	3.02 1d 8 / 28	0.00	0.01	0.01

**VERIFICHE A PUNZONAMENTO:**

N.comb	q ult.	q ult./R	ey	ez	Fx ult.	I.R.	Note
S.L.U.	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	cm	cm	kN		
1A	1.11	0.48	0.4	-0.1	1074.109	0.08	
1B	1.11	0.48	-0.4	-0.1	1074.109	0.08	
1C	1.11	0.48	0.4	0.1	1074.109	0.08	
1D	1.11	0.48	-0.4	0.1	1074.109	0.08	
1E	1.11	0.48	0.4	-0.1	1074.109	0.08	
1F	1.11	0.48	-0.4	-0.1	1074.109	0.08	
1G	1.11	0.48	0.4	0.1	1074.109	0.08	
1H	1.11	0.48	-0.4	0.1	1074.109	0.08	
1I	1.11	0.48	0.2	-0.3	1075.338	0.08	
1J	1.11	0.48	-0.2	-0.3	1075.338	0.08	
1K	1.11	0.48	0.2	0.3	1075.338	0.08	
1L	1.11	0.48	-0.2	0.3	1075.338	0.08	
1M	1.11	0.48	0.2	-0.3	1075.338	0.08	
1N	1.11	0.48	-0.2	-0.3	1075.338	0.08	
1O	1.11	0.48	0.2	0.3	1075.338	0.08	
1P	1.11	0.48	-0.2	0.3	1075.338	0.08	

**9.18 Plinto di fondazione**

Per la struttura di fondazione del palo, sono stati utilizzati i seguenti parametri:

Dati	Unità di misura	Valore
Altezza del plinto - h	cm	100
Base del plinto - b	cm	120



Peso specifico cls	Kg/mc	2500
Peso del palo (solo fusto) - $N_p$	Kg	107
Peso dello sbraccio (solo fusto) - $N_s$	Kg	36
Peso del faro - $N_{faro}$	Kg	19
Altezza del palo - L	m	10,39

### 9.19 Verifica al ribaltamento

La verifica a ribaltamento viene quindi effettuata secondo l'unico approccio: EQU.

Si calcolano il momento ribaltante,  $M_R$ , dovuto all'azione del vento, ed il momento stabilizzante,  $M_S$ , dovuto ai pesi propri, rispetto allo spigolo esterno della base del plinto di fondazione. Affinché la verifica sia soddisfatta, deve essere:  $M_S/M_R \geq 1$

Si riportano di seguito i calcoli effettuati:

Dati	Unità di misura	Valore
Coefficiente EQU carichi permanenti - gG	-	0,90
Coefficiente EQU carichi accidentali - gQ	-	1,50
Momento massimo dovuto a $f_x$ - $M_f = gQ \cdot f_x \cdot L^2 / 2$	Kgm	671,92
Momento massimo dovuto a $F_x$ - $M_F = gQ \cdot F_x \cdot L$	Kgm	842,83
Taglio massimo dovuto a $f_x$ - $T_f = gQ \cdot f_x \cdot L$	Kg	129,33
Taglio massimo dovuto a $F_x$ - $T_F = gQ \cdot F_x$	Kg	81,12
Peso del palo (solo fusto) - $N_p = gG \cdot N_p$	Kg	96,30
Peso del faro - $N_{faro} = gG \cdot N_{faro}$	Kg	17,10
Peso del faro - $N_{sbraccio} = gG \cdot N_s$	Kg	32,40
Peso del plinto - $P = gG \cdot g_{cls} \cdot V_{plinto}$	Kg	3240
Momento alla base del palo - $M_{Sd} = M_f + M_F$	Kgm	1514,75
Taglio alla base del palo - $T_{Sd} = T_f + T_F$	Kg	210,45
Compressione alla base del palo - $N_{pl} = N_p + N_s + N_{faro}$	Kg	145,80
<b>Momento stabilizzante - <math>M_S = (N_p + P) \cdot b / 2</math></b>	<b>Kgm</b>	<b>2031,48 (verificato)</b>
<b>Momento ribaltante - <math>M_R = M_{Sd} + T_{Sd} \cdot h</math></b>	<b>Kgm</b>	<b>1725,20</b>

### 9.20 Verifica allo scorrimento

La verifica allo scorrimento è stata effettuata secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3).

Si calcolano la forza di scorrimento,  $F_{scorr}$ , dovuta all'azione del vento, e la forza stabilizzante,  $F_{stab}$ , dovuta all'attrito tra terreno e muro, pari a:

$$F_{stab} = (Y_{G1,F} \cdot P \cdot \tan_{\nu} \frac{\delta}{\nu}) / Y_R$$

Affinché la verifica sia soddisfatta, deve essere

$$F_{stab}/F_{scorr} \geq 1$$

Si riportano di seguito i calcoli effettuati:

Dati	Unità di misura	Valore
Coefficiente A1 carichi permanenti - $g_G$	-	1,00 (favorevoli)
Coefficiente A2 carichi accidentali - $g_Q$	-	1,50 (sfavorevoli)
Coefficiente M1 parametri geotecnici - $g_\phi$	-	1
Coefficiente R3 scorrimento - $g_R$	-	1,10
Taglio massimo dovuto a $f_x$ - $T_f = g_Q \cdot f_x \cdot L$	Kg	129,33
Taglio massimo dovuto a $F_x$ - $T_F = g_Q \cdot F_x$	Kg	81,12
Peso del palo (solo fusto) - $N_p = g_G \cdot N_p$	Kg	107
Peso del faro - $N_{faro} = g_G \cdot N_{faro}$	Kg	19
Peso dello sbraccio - $N_{sbraccio} = g_G \cdot N_{sbraccio}$	Kg	36
Peso del plinto - $P = g_G \cdot g_{cls} \cdot V_{plinto}$	Kg	3600
Angolo di attrito terreno-cls - $d = 2/3 \cdot \phi'$	gradi	20,00°
<b>Forza resistente - <math>F_R = (N_p + N_s + N_{faro} + P) \cdot \tan(d/g_\phi) / g_R</math></b>	<b>Kg</b>	<b>1244,77 (verificato)</b>
<b>Forza di scorrimento - <math>F_s = T_f + T_F</math></b>	<b>Kg</b>	<b>210,45</b>

### 9.21 Verifica della capacità portante

Dalla vasta bibliografia esistente sulla zona oggetto dell'intervento, si è ipotizzato un terreno di fondazione caratterizzato dai seguenti parametri:

Dati	Unità di misura	Valore
Categoria suolo di fondazione	-	B
Peso specifico - $g$	Kg/cmc	1700
Angolo di attrito - $\phi'$	gradi	30,00°
Coesione efficace - $c'$	Kg/cm <sup>2</sup>	0,15

Per il calcolo del carico limite si è utilizzata la formula di Brinch-Hansen, che esprime l'equilibrio fra il carico applicato alla fondazione e la resistenza limite del terreno:

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q + \frac{1}{\gamma} \cdot B \cdot \gamma_f \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma$$

in cui:



$c$  = coesione del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;  
 $q = \gamma \cdot D$  = pressione geostatica in corrispondenza del piano di posa della fondazione;  
 $\gamma$  = peso unità di volume del terreno al di sopra del piano di posa della fondazione;  
 $D$  = profondità del piano di posa della fondazione;  
 $B$  = dimensione caratteristica della fondazione, che corrisponde alla larghezza della suola;  
 $L$  = Lunghezza della fondazione;  
 $\gamma_f$  = peso unità di volume del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;  
 $N_c, N_q, N_\gamma$  = fattori di capacità portante;  
 $s, d, i, g, b, \psi$  = coefficienti correttivi.

**NOTA BENE:**

Se la risultante dei carichi verticali è eccentrica,  $B$  e  $L$  sono ridotte rispettivamente di:

$$B' = B - 2 \cdot e_B$$

$$L' = L - 2 \cdot e_L$$

dove:

$e_B$  = eccentricità parallela al lato di dimensione  $B$ ;

$e_L$  = eccentricità parallela al lato di dimensione  $L$ .

Si riporta il valore dei succitati parametri, calcolati con le relative formule, e della pressione limite:

$$N_c = 30.14$$

$$s_c = 1.14$$

$$d_c = 1.02$$

$$i_c = 0.91$$

$$g_c = 1.00$$

$$b_c = 1.00$$

$$N_q = 18.40$$

$$s_q = 1.13$$

$$d_q = 1.29$$

$$i_q = 0.92$$

$$g_q = 1.0$$

$$b_q = 1.0$$

$$N_\gamma = 22.40$$

$$s_\gamma = 0.91$$

$$d_\gamma = 1.00$$

$$i_\gamma = 0.88$$

$$g_\gamma = 1.00$$

$$b_\gamma = 1.00$$

$$q_{lim} = 9.32 \text{ kg/cm}^2$$

La verifica della capacità portante è stata effettuata secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3).

Tale verifica si esegue confrontando la massima pressione di contatto trasmessa dal plinto di fondazione con la pressione limite.

Si riportano di seguito i calcoli effettuati:

Dati	Unità di misura	Valore
Coefficiente A1 carichi permanenti – $G_g$	-	1,00 (favorevoli)
Coefficiente A2 carichi accidentali – $G_q$	-	1,50 (sfavorevoli)
Coefficiente R3 capacità portante – $G_r$	-	2,30
Momento massimo dovuto a $f_x - M_f = G_q * f_x * L^2 / 2$	Kgm	671,92
Momento massimo dovuto a $F_x - M_F = G_q * F_x * L$	Kgm	842,83
Taglio massimo dovuto a $f_x - T_f = G_q * f_x * L$	Kg	129,33
Taglio massimo dovuto a $F_x - T_F = G_q * F_x$	Kg	81,12
Peso del palo (solo fusto) – $N_p = G_g * N_p$	Kg	107
Peso del faro – $N_{faro} = G_g * N_{faro}$	Kg	19
Peso dello sbraccio – $N_{sbraccio} = G_g * N_{sbraccio}$	Kg	36
Peso del plinto – $P = G_g * g_{cls} * V_{plinto}$	Kg	3600
Momento alla base del plinto – $M_{pl} = M_f + M_F + (T_f + T_F) * h$	Kgm	1725,20
Compressione alla base del plinto – $N_{pl} = N_p + N_s + N_{faro} + P$	Kg	3762
Eccentricità – $e = M_{pl} / N_{pl}$	m	0,458

Tensione di compressione massima – $s_{max} = 2 \cdot N_{pl} / 3 \cdot b \cdot (b/2 - e)$	Kg/cmq	1,471 (verificato)
Tensione di compressione ammissibile – $s_{max} = q_{lim} / g_R$	Kg/cmq	4,05

### 9.22 Verifiche di sicurezza in condizioni sismiche

Sono state effettuate le verifiche con riferimento agli stati limite di ribaltamento, scorrimento sul piano di posa e capacità portante, per lo stato limite ultimo di salvaguardia della Vita (SLV).

### 9.23 Combinazione dell'azione sismica con le altre azioni

Le verifiche agli stati limite ultimi o di esercizio devono essere effettuate per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni seguente:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

Dove:

- E azione sismica per lo stato limite in esame;
- G<sub>1</sub> carichi permanenti strutturali al loro valore caratteristico;
- G<sub>2</sub> carichi permanenti non strutturali al loro valore caratteristico;
- P valore caratteristico dell'azione di pretensione;
- $\psi_{2i}$  coefficienti di combinazione delle azioni variabili Q<sub>kj</sub>;
- Q<sub>kj</sub> valore caratteristico della azione variabile Q<sub>kj</sub>.

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

Nel caso in esame, essendo le azioni variabili dovute al vento, è stato adottato il coefficiente  $\psi_2=0,0$  in base al del D.M. 17/01/2018.

### 9.24 Verifiche

Per le verifiche sul palo, sono stati utilizzati i seguenti parametri:

Dati	Unità di misura	Valore
Altezza del palo - L	m	10,39
Diametro di base del palo - D	cm	21,90
Spessore sezione trasversale	mm	4,00
Tensione di snervamento acciaio S235JR - f <sub>y</sub>	Kg/cmq	2350

### 9.25 Verifica a flessione

Dati	Unità di misura	Valore
Parametro sezione trasversale D/t	-	54,75
Parametro resistenza - $\epsilon=(235/f_{yk})^{1/2}$	-	0,924
Classe sezione trasversale $I= D/t \leq 50 * \epsilon^2$	-	54,75
Momento massimo dovuto a $F_h$ - $M_F = F_h * L$	Kgm	10,56
Coeff. Parz. Di sicurezza per la resistenza - $g_{M0}$	-	1,05
Modulo di resistenza plastico - $W_{pl} = (D^3 - (D-2*t)^3) / 6$	cmc	184,83
<b>Momento resistente di progetto <math>M_{c,Rd} = (W_{pl} * f_y) / g_{M0}</math></b>	<b>Kgm</b>	<b>4136,74 (verificato)</b>
<b>Momento sollecitante alla base del palo - <math>M_{Sd} = M_F</math></b>	<b>Kgm</b>	<b>1514,75</b>

### 9.26 Plinto di fondazione

Per quanto riguarda la struttura di fondazione del palo, la verifica a scorrimento sul piano di fondazione è stata effettuata con l'Approccio 1, in quanto l'Approccio 2 conduce a risultati meno conservativi. I coefficienti parziali A2 sono stati posti pari ad uno. Tutte le altre verifiche in condizioni sismiche sono state effettuate con l'Approccio 2, ponendo i coefficienti A1 pari ad uno.

Si riportano di seguito i parametri usati nelle verifiche:

Dati	Unità di misura	Valore
Altezza del plinto - h	cm	100
Base del plinto - b	cm	120x120
Peso specifico cls - $g_{cls}$	Kg/mc	2500
Peso del palo (solo fusto) - $N_p$	Kg	107
Peso del faro - $N_{faro}$	Kg	19
Peso dello sbraccio - $N_{sbraccio}$	Kg	36
Altezza del palo - L	m	10,39

### 9.27 Verifica al ribaltamento

La verifica a ribaltamento viene quindi effettuata secondo l'unico approccio: EQU.

I coefficienti delle azioni sono stati posti tutti pari a 1. Si calcolano il momento ribaltante,  $M_R$ , dovuto all'azione sismica, ed il momento stabilizzante,  $M_S$ , dovuto ai pesi propri, rispetto allo spigolo esterno della base del plinto di fondazione.

Il coefficiente parziale per il ribaltamento è stato posto pari a  $\gamma_R = 1,0$ .

Affinché la verifica sia soddisfatta, deve essere:  $M_S / M_R \geq 1$

Si riportano di seguito i calcoli effettuati:

Dati	Unità di misura	Valore
------	-----------------	--------



Momento massimo dovuto a $F_h$ - $M_F = F_h * L$	Kgm	10,56
Taglio massimo dovuto a $F_h$ - $T_F = F_h$	Kg	1,017
Peso del palo (solo fusto) - $N_p$	Kg	81,00 - 107
Peso del faro - $N_{faro}$	Kg	19
Peso dello sbraccio - $N_{sbraccio}$	Kg	36
Peso del plinto - $P = g_{cls} * V_{plinto}$	Kg	3600
Momento alla base del palo - $M_{Sd} = M_F$	Kgm	9,15 – 10,56
Taglio alla base del palo - $T_{Sd} = T_F$	Kg	1,017
Compressione alla base del palo - $N_{pl} = N_p + N_s + N_{faro}$	Kg	85 - 162
<b>Momento stabilizzante - <math>M_S = (N_p + P) * b / 2</math></b>	<b>Kgm</b>	<b>2257,20 (verificato)</b>
<b>Momento ribaltante - <math>M_R = M_{Sd} + T_{Sd} * h</math></b>	<b>Kgm</b>	<b>11,57</b>

### 9.28 Verifica allo scorrimento

La verifica allo scorrimento è stata effettuata secondo l'Approccio (E+M2+R1).

I coefficienti delle azioni sono stati posti tutti pari a 1. Si calcolano la forza di scorrimento,  $F_{scorr}$ , dovuta all'azione sismica, e la forza stabilizzante,  $F_{stab}$ , dovuta all'attrito tra terreno e muro, pari a

$$F_{stab} = (\gamma_{G1,F} \cdot P \cdot \tan \frac{\delta}{\alpha}) / \gamma_R$$

Il coefficiente parziale R1 per lo scorrimento è pari a  $\gamma_R = 1,0$ . Affinchè la verifica sia soddisfatta, deve essere  $F_{stab} / F_{scorr} \geq 1$  Si riportano di seguito i calcoli effettuati:

Dati	Unità di misura	Valore
Coefficiente M2 - $g_{\phi'}$	-	1,25
Coefficiente R2 scorrimento - $g_R$	-	1,10
Taglio massimo dovuto a $F_h$ - $T_F = F_h$	Kg	1,017
Peso del palo (solo fusto) - $N_p$	Kg	107
Peso dello sbraccio - $N_s$	Kg	36
Peso del faro - $N_{faro}$	Kg	19
Peso del plinto - $P = g_{cls} * V_{plinto}$	Kg	3600
Angolo di attrito terreno - $\alpha$ - $d$	-	20,00°
<b>Forza resistente - <math>F_R = (N_p + N_s + N_{faro} + P) * \tan(d/g_{\phi'}) / g_R</math></b>	<b>Kgm</b>	<b>980,67 (verificato)</b>
<b>Forza di scorrimento - <math>F_s = T_f</math></b>	<b>Kgm</b>	<b>1,017</b>

### 9.29 Verifica della capacità portante

In presenza di sisma la formula di Brinch-Hansen per il calcolo della pressione limite diventa:

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot z_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot z_q + \frac{1}{\gamma} \cdot B \cdot \gamma_f \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot z_\gamma \cdot c_\gamma$$

in cui, oltre ai termini già precedentemente indicati, si sono introdotti i seguenti termini:

$z_c, z_q, z_\gamma$  = coefficienti correttivi dovuti all'effetto inerziale;  
 $c_\gamma$  = coefficiente correttivo dovuto all'effetto cinematico.

Si riportano di seguito i calcoli effettuati:

$$\begin{aligned}
 N_c &= 30.14 \\
 s_c &= 1.60 \\
 d_c &= 1.02 \\
 i_c &= 0.99 \\
 g_c &= 1.00 \\
 b_c &= 1.00 \\
 N_q &= 18.40 \\
 s_q &= 1.57 \\
 d_q &= 1.29 \\
 i_q &= 0.99 \\
 g_q &= 1.0 \\
 b_q &= 1.0 \\
 N_\gamma &= 22.40 \\
 s_\gamma &= 0.60 \\
 d_\gamma &= 1.00 \\
 i_\gamma &= 0.99 \\
 g_\gamma &= 1.00 \\
 b_\gamma &= 1.00 \\
 \beta_s &= 0.20 \\
 k_{hk} &= \beta_s \cdot S_s \cdot S_T \cdot a_g / g = 0.01 \\
 c_\gamma &= (1 - k_{hk} / \tan \phi')^{0.45} = 0.99 \\
 k_{hi} &= S_s \cdot S_T \cdot a_g / g = 0.07 \\
 z_\gamma &= (1 - k_{hi} / \tan \phi')^{0.35} = 0.96 \\
 z_q &= z_\gamma = 0.96 \\
 z_c &= 1 - 0.32 \cdot k_{hi} = 0.98 \\
 q_{lim} &= 14.24 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

La verifica della capacità portante è stata effettuata secondo l'Approccio 2 (E+M1+R3).

I coefficienti delle azioni sono stati posti tutti pari a 1. Tale verifica si esegue confrontando la massima pressione di contatto trasmessa dal plinto di fondazione con la pressione limite.

Il coefficiente parziale R3 per la capacità portante della fondazione è pari a  $\gamma_R = 2,3$ . Si riportano di seguito i calcoli effettuati:

Dati	Unità di misura	Valore
Momento massimo dovuto a $F_h$ - $M_F = F_h * L$	Kgm	10,56
Taglio massimo dovuto a $F_h$ - $T_F = F_h$	Kg	1.017
Peso del palo (solo fusto) - $N_p$	Kg	107
Peso del faro - $N_{faro}$	Kg	19
Peso dello sbraccio - $N_{sbraccio}$	Kg	36
Peso del plinto - $P = g_{cls} * V_{plinto}$	Kg	3600
Momento alla base del palo - $M_{Sd} = M_F + T_F * L$	Kgm	11,57
Compressione alla base del palo - $N_{pl} = N_p + N_{faro} + P$	Kg	3762
Eccentricità - $e = M_{pl} / N_{pl}$	m	0,003
Tensione di compressione max - $s_{max} = N_{pl} / (b^2) + 6 * M_{pl} / (b^3)$	Kg/cmq	0,261 (verificato)
Tensione di compressione ammissibile - $s_{max} = q_{lim} / g_R$	Kg/cmq	6,19

## 10 CALCOLO PLINTI IN C.A.

### 10.1 Normative

#### D.M. LL. PP. 11-03-88

Norme Tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

#### Circolare Ministeriale del 24-07-88, n. 30483/STC.

#### Legge 02-02-74 n. 64, art. 1 - D.M. 11-03-88

Norme Tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

#### Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17-01-18

Sicurezza e prestazioni attese (cap.2), Azioni sulle costruzioni (cap.3), Costruzioni in calcestruzzo (par.4.1), Costruzioni in legno (par.4.4), Costruzioni in muratura (par.4.5), Progettazione geotecnica (cap.6), Progettazione per azioni sismiche (cap.7), Costruzioni esistenti (cap.8), Riferimenti tecnici (cap.12), EC3.

### 10.2 Descrizione del programma Sismicad

Si tratta di un programma di calcolo strutturale che nella versione più estesa è dedicato al progetto e verifica degli elementi in cemento armato, acciaio, muratura e legno di opere civili. Il programma utilizza come analizzatore e solutore del modello strutturale un proprio solutore agli elementi finiti



tridimensionale fornito col pacchetto. Il programma è sostanzialmente diviso in tre moduli: un pre processore che consente l'introduzione della geometria e dei carichi e crea il file dati di input al solutore; il solutore agli elementi finiti; un post processore che a soluzione avvenuta elabora i risultati eseguendo il progetto e la verifica delle membrature e producendo i grafici ed i tabulati di output.

### **Specifiche tecniche**

Denominazione del software: Sismicad 12.13

Produttore del software: Concrete

Concrete srl, via della Pieve, 15, 35121 PADOVA - Italy

<http://www.concrete.it>

Rivenditore: CONCRETE SRL - Via della Pieve 19 - 35121 Padova - tel.049-8754720

Versione: 12.13

Versione regolarmente licenziata

### **10.3 Schematizzazione strutturale e criteri di calcolo delle sollecitazioni**

Il programma schematizza la struttura attraverso l'introduzione nell'ordine di fondazioni, poste anche a quote diverse, platee, platee nervate, plinti e travi di fondazione poggianti tutte su suolo elastico alla Winkler, di elementi verticali, pilastri e pareti in c.a. anche con fori, di orizzontamenti costituiti da solai orizzontali e inclinati (falde), e relative travi di piano e di falda; è ammessa anche l'introduzione di elementi prismatici in c.a. di interpiano con possibilità di collegamento in inclinato a solai posti a quote diverse. I nodi strutturali possono essere connessi solo a travi, pilastri e pareti, simulando così impalcati infinitamente deformabili nel piano, oppure a elementi lastra di spessore dichiarato dall'utente simulando in tal modo impalcati a rigidità finita. I nodi appartenenti agli impalcati orizzontali possono essere connessi rigidamente ad uno o più nodi principali giacenti nel piano dell'impalcato; generalmente un nodo principale coincide con il baricentro delle masse. Tale opzione, oltre a ridurre significativamente i tempi di elaborazione, elimina le approssimazioni numeriche connesse all'utilizzo di elementi lastra quando si richiede l'analisi a impalcati infinitamente rigidi. Per quanto concerne i carichi, in fase di immissione dati, vengono definite, in numero a scelta dell'utente, condizioni di carico elementari le quali, in aggiunta alle azioni sismiche e variazioni termiche, vengono combinate attraverso coefficienti moltiplicativi per fornire le combinazioni richieste per le verifiche successive. L'effetto di disassamento delle forze orizzontali, indotto ad esempio dai torcenti di piano per costruzioni in zona sismica, viene simulato attraverso l'introduzione di eccentricità planari aggiuntive le quali costituiscono ulteriori condizioni elementari di carico da cumulare e combinare secondo i criteri del paragrafo precedente. Tipologicamente sono ammessi sulle travi e sulle pareti carichi uniformemente distribuiti e carichi trapezoidali; lungo le aste e nei nodi di incrocio delle membrature sono anche definibili componenti di forze e coppie concentrate comunque dirette nello spazio. Sono previste distribuzioni di temperatura, di intensità a scelta dell'utente, agenti anche su singole porzioni di struttura. Il calcolo delle sollecitazioni si basa sulle seguenti ipotesi e modalità: - travi e pilastri deformabili a sforzo normale, flessione deviata, taglio deviato e momento torcente. Sono previsti coefficienti riduttivi dei momenti di inerzia a scelta dell'utente per considerare la riduzione della rigidità flessionale e torsionale per effetto della



fessurazione del conglomerato cementizio. E' previsto un moltiplicatore della rigidezza assiale dei pilastri per considerare, se pure in modo approssimato, l'accorciamento dei pilastri per sforzo normale durante la costruzione. - le travi di fondazione su suolo alla Winkler sono risolte in forma chiusa tramite uno specifico elemento finito; - le pareti in c.a. sono analizzate schematizzandole come elementi lastra-piastra discretizzati con passo massimo assegnato in fase di immissione dati; - le pareti in muratura possono essere schematizzate con elementi lastra-piastra con spessore flessionale ridotto rispetto allo spessore membranale.- I plinti su suolo alla Winkler sono modellati con la introduzione di molle verticali elastoplastiche. La traslazione orizzontale a scelta dell'utente è bloccata o gestita da molle orizzontali di modulo di reazione proporzionale al verticale. - I pali sono modellati suddividendo l'asta in più aste immerse in terreni di stratigrafia definita dall'utente. Nei nodi di divisione tra le aste vengono inserite molle assialsimmetriche elastoplastiche precaricate dalla spinta a riposo che hanno come pressione limite minima la spinta attiva e come pressione limite massima la spinta passiva modificabile attraverso opportuni coefficienti. - i plinti su pali sono modellati attraverso aste di di rigidezza elevata che collegano un punto della struttura in elevazione con le aste che simulano la presenza dei pali;- le piastre sono discretizzate in un numero finito di elementi lastra-piastra con passo massimo assegnato in fase di immissione dati; nel caso di platee di fondazione i nodi sono collegati al suolo da molle aventi rigidezze alla traslazione verticale ed richiesta anche orizzontale.- La deformabilità nel proprio piano di piani dichiarati non infinitamente rigidi e di falde (piani inclinati) può essere controllata attraverso la introduzione di elementi membranali nelle zone di solaio. - I disassamenti tra elementi asta sono gestiti automaticamente dal programma attraverso la introduzione di collegamenti rigidi locali.- Alle estremità di elementi asta è possibile inserire svincolamenti tradizionali così come cerniere parziali (che trasmettono una quota di ciò che trasmetterebbero in condizioni di collegamento rigido) o cerniere plastiche.- Alle estremità di elementi bidimensionali è possibile inserire svincolamenti con cerniere parziali del momento flettente avente come asse il bordo dell'elemento.- Il calcolo degli effetti del sisma è condotto, a scelta dell'utente, con analisi statica lineare, con analisi dinamica modale o con analisi statica non lineare, in accordo alle varie normative adottate. Le masse, nel caso di impalcati dichiarati rigidi sono concentrate nei nodi principali di piano altrimenti vengono considerate diffuse nei nodi giacenti sull'impalcato stesso. Nel caso di analisi sismica vengono anche controllati gli spostamenti di interpiano.

#### **10.4 Verifiche delle membrature in cemento armato**

Nel caso più generale le verifiche degli elementi in c.a. possono essere condotte col metodo delle tensioni ammissibili (D.M. 14-1-92) o agli stati limite in accordo al D.M. 09-01-96, al D.M. 14-01-08, al D.M. 17-01-18 o secondo Eurocodice 2. Le travi sono progettate e verificate a flessione retta e taglio; a richiesta è possibile la verifica per le sei componenti della sollecitazione. I pilastri ed i pali sono verificati per le sei componenti della sollecitazione. Per gli elementi bidimensionali giacenti in un medesimo piano è disponibile la modalità di verifica che consente di analizzare lo stato di verifica nei singoli nodi degli elementi. Nelle verifiche (a presso flessione e punzonamento) è ammessa la introduzione dei momenti di calcolo modificati in base alle direttive dell'EC2, Appendice A.2.8. I plinti superficiali sono verificati assumendo lo schema statico di mensole con incastri posti a filo o in asse pilastro. Gli ancoraggi delle armature delle membrature in c.a. sono calcolati sulla base della

effettiva tensione normale che ogni barra assume nella sezione di verifica distinguendo le zone di ancoraggio in zone di buona o cattiva aderenza. In particolare il programma valuta la tensione normale che ciascuna barra può assumere in una sezione sviluppando l'aderenza sulla superficie cilindrica posta a sinistra o a destra della sezione considerata; se in una sezione una barra assume per effetto dell'aderenza una tensione normale minore di quella ammissibile, il suo contributo all'area complessiva viene ridotto dal programma nel rapporto tra la tensione normale che la barra può assumere per effetto dell'aderenza e quella ammissibile. Le verifiche sono effettuate a partire dalle aree di acciaio equivalenti così calcolate che vengono evidenziate in relazione. A seguito di analisi inelastiche eseguite in accordo a OPCM 3431 o D.M. 14-01-08, al D.M. 17-01-18 vengono condotte verifiche di resistenza per i meccanismi fragili (nodi e taglio) e verifiche di deformabilità per i meccanismi duttili.

### 10.5 Descrizione dell'hardware

Processore	Intel(R) Core(TM) i7-7700 CPU @ 3.60GHz
Architettura	AMD64
Frequenza	3600 MHz
Memoria	7,94 GB
Sistema operativo	Microsoft Windows 10 Home (64 bit)

### 10.6 Dati generali

#### 10.7 Materiali

**Descrizione:** descrizione o nome assegnato all'elemento.

**Rck:** resistenza caratteristica cubica; valore medio nel caso di edificio esistente. [daN/cm<sup>2</sup>]

**E:** modulo di elasticità longitudinale del materiale per edifici o materiali nuovi. [daN/cm<sup>2</sup>]

**G:** modulo di elasticità tangenziale del materiale, viene impiegato nella modellazione di aste e di elementi guscio a comportamento ortotropo. [daN/cm<sup>2</sup>]

**v:** coefficiente di Poisson. Il valore è adimensionale.

**γ:** peso specifico del materiale. [daN/cm<sup>3</sup>]

**α:** coefficiente longitudinale di dilatazione termica. [°C-1]

Descrizione	Rck	E	G	v	γ	α
C25/30	300	314472	Default (142941.64)	0.1	0.0025	0.00001
Magrone	1	206393	Default (93814.89)	0.1	0.0025	0.00001

### 10.8 Curve di materiali c.a.

**Descrizione:** descrizione o nome assegnato all'elemento.

**Curva:** curva caratteristica.

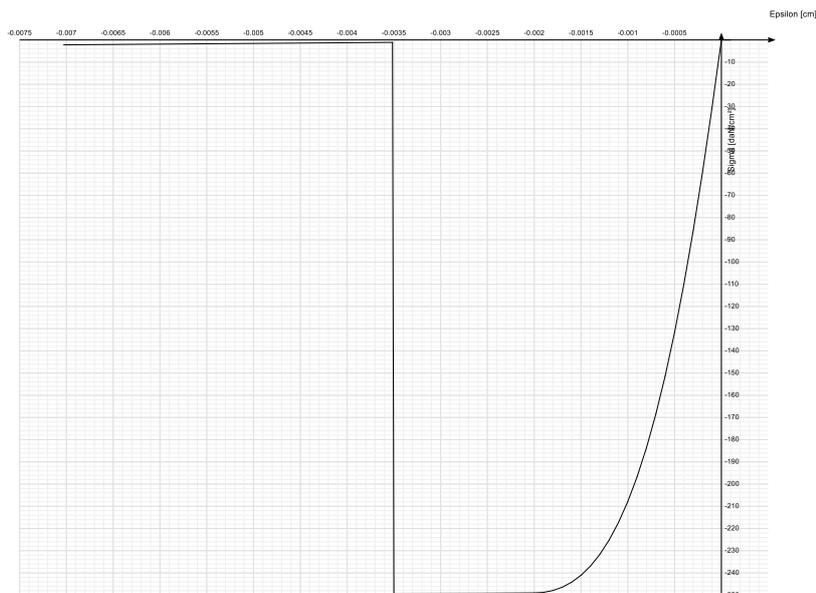
**Reaz.traz.:** reagisce a trazione.

**Comp.frag.:** ha comportamento fragile.

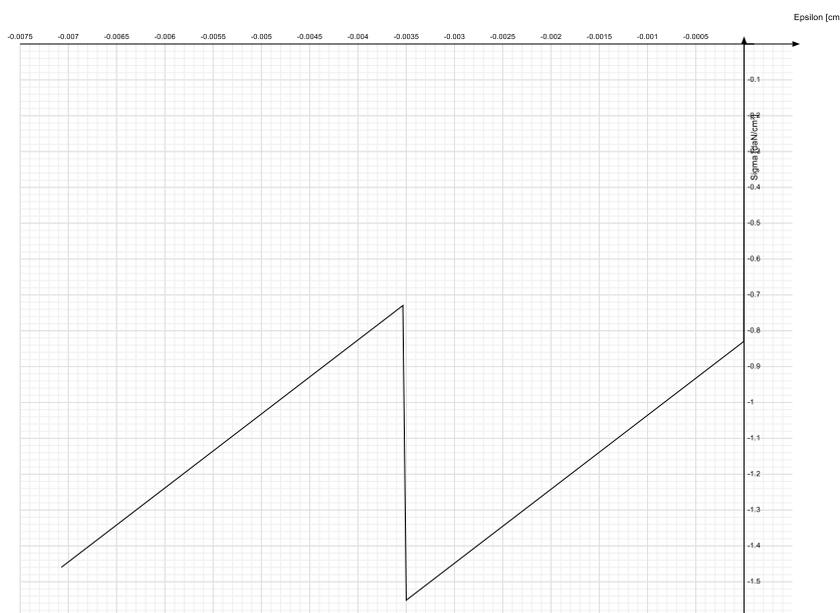


- E.compr.:** modulo di elasticità a compressione. [daN/cm<sup>2</sup>]
- Incr.compr.:** incrudimento di compressione. Il valore è adimensionale.
- EpsEc:** ε elastico a compressione. Il valore è adimensionale.
- EpsUc:** ε ultimo a compressione. Il valore è adimensionale.
- E.traz.:** modulo di elasticità a trazione. [daN/cm<sup>2</sup>]
- Incr.traz.:** incrudimento di trazione. Il valore è adimensionale.
- EpsEt:** ε elastico a trazione. Il valore è adimensionale.
- EpsUt:** ε ultimo a trazione. Il valore è adimensionale.

Descrizione	Curva									
	Reaz.traz.	Comp.frag.	E.compr.	Incr.compr.	EpsEc	EpsUc	E.traz.	Incr.traz.	EpsEt	EpsUt
C25/30	No	Si	314471.61	0.001	-0.002	-0.0035	314471.61	0.001	0.0000569	0.0000626



Descrizione	Curva									
	Reaz.traz.	Comp.frag.	E.compr.	Incr.compr.	EpsEc	EpsUc	E.traz.	Incr.traz.	EpsEt	EpsUt
Magrone	No	S	206392.76	0.001	-0.000004	-0.0035	206392.76	0.001	0.0000019	0.0000021



### 10.9 Armature

**Descrizione:** descrizione o nome assegnato all'elemento.

**fyk:** resistenza caratteristica. [daN/cm<sup>2</sup>]

**σamm.:** tensione ammissibile. [daN/cm<sup>2</sup>]

**Tipo:** tipo di barra.

**E:** modulo di elasticità longitudinale del materiale per edifici o materiali nuovi. [daN/cm<sup>2</sup>]

**γ:** peso specifico del materiale. [daN/cm<sup>3</sup>]

**v:** coefficiente di Poisson. Il valore è adimensionale.

**α:** coefficiente longitudinale di dilatazione termica. [°C<sup>-1</sup>]

**Livello di conoscenza:** indica se il materiale è nuovo o esistente, e in tal caso il livello di conoscenza secondo Circ.617 02/02/09 §C8A. Informazione impiegata solo in analisi D.M. 14-01-08 (N.T.C.) e D.M. 17-01-18 (N.T.C.).

Descrizione	fyk	σamm.	Tipo	E	γ	v	α	Livello di conoscenza
B450C_1	4500	2550	Aderenza migliorata	2060000	0.00785	0.3	0.000012	Nuovo

### 10.10 Acciai

#### 10.11 Proprietà acciai base

**Descrizione:** descrizione o nome assegnato all'elemento.

**E:** modulo di elasticità longitudinale del materiale per edifici o materiali nuovi. [daN/cm<sup>2</sup>]

**G:** modulo di elasticità tangenziale del materiale, viene impiegato nella modellazione di aste e di elementi guscio a comportamento ortotropo. [daN/cm<sup>2</sup>]

**v:** coefficiente di Poisson. Il valore è adimensionale.

**γ:** peso specifico del materiale. [daN/cm<sup>3</sup>]

**α:** coefficiente longitudinale di dilatazione termica. [°C<sup>-1</sup>]

Descrizione	E	G	v	γ	α
S235	2100000	Default (807692.31)	0.3	0.00785	0.000012

### 10.12 Proprietà acciai CNR 10011

**Descrizione:** descrizione o nome assegnato all'elemento.

**Tipo:** descrizione per norma.

**$f_y(s \leq 40 \text{ mm})$ :** resistenza di snervamento  $f_y$  per spessori  $\leq 40 \text{ mm}$ . [daN/cm<sup>2</sup>]

**$f_y(s > 40 \text{ mm})$ :** resistenza di snervamento  $f_y$  per spessori  $> 40 \text{ mm}$ . [daN/cm<sup>2</sup>]

**$f_u(s \leq 40 \text{ mm})$ :** resistenza di rottura per trazione  $f_u$  per spessori  $\leq 40 \text{ mm}$ . [daN/cm<sup>2</sup>]

**$f_u(s > 40 \text{ mm})$ :** resistenza di rottura per trazione  $f_u$  per spessori  $> 40 \text{ mm}$ . [daN/cm<sup>2</sup>]

**Prosp. Omega:** prospetto per coefficienti Omega.

**$\sigma_{amm.}(s \leq 40 \text{ mm})$ :**  $\sigma$  ammissibile per spessori  $\leq 40 \text{ mm}$ . [daN/cm<sup>2</sup>]

**$\sigma_{amm.}(s > 40 \text{ mm})$ :**  $\sigma$  ammissibile per spessori  $> 40 \text{ mm}$ . [daN/cm<sup>2</sup>]

**$f_d(s \leq 40 \text{ mm})$ :** resistenza di progetto  $f_d$  per spessori  $\leq 40 \text{ mm}$ . [daN/cm<sup>2</sup>]

**$f_d(s > 40 \text{ mm})$ :** resistenza di progetto  $f_d$  per spessori  $> 40 \text{ mm}$ . [daN/cm<sup>2</sup>]

Descrizione	Tipo	$f_y(s \leq 40 \text{ mm})$	$f_y(s > 40 \text{ mm})$	$f_u(s \leq 40 \text{ mm})$	$f_u(s > 40 \text{ mm})$	Prosp. Omega	$\sigma_{amm.}(s \leq 40 \text{ mm})$	$\sigma_{amm.}(s > 40 \text{ mm})$	$f_d(s \leq 40 \text{ mm})$	$f_d(s > 40 \text{ mm})$
S235	FE360	2350	2150	3600	3400	II	1600	1400	2350	2100

### 10.13 Proprietà acciai CNR 10022

**Descrizione:** descrizione o nome assegnato all'elemento.

**Tipo:** descrizione per norma.

**$f_y$ :** resistenza di snervamento  $f_y$ . [daN/cm<sup>2</sup>]

**$f_u$ :** resistenza di rottura  $f_u$ . [daN/cm<sup>2</sup>]

**$f_d$ :** resistenza di progetto  $f_d$ . [daN/cm<sup>2</sup>]

**Prospetto omega sag.fr.( $s < 3 \text{ mm}$ ):** prospetto coeff. omega per spessori  $< 3 \text{ mm}$ .

**Prospetto omega sag.fr.( $s \geq 3 \text{ mm}$ ):** prospetto coeff. omega per spessori  $\geq 3 \text{ mm}$ .

**Prospetti  $\sigma$  crit. Eulero:** prospetti  $\sigma$  critiche euleriane.

Descrizione	Tipo	$f_y$	$f_u$	$f_d$	Prospetto omega sag.fr.( $s < 3 \text{ mm}$ )	Prospetto omega sag.fr.( $s \geq 3 \text{ mm}$ )	Prospetti $\sigma$ crit. Eulero
S235	FE360	2350	3600	2350	b	c	l

### 10.14 Proprietà acciai EC3

**Descrizione:** descrizione o nome assegnato all'elemento.

**Tipo:** descrizione per norma.

**$f_y(s \leq 40 \text{ mm})$ :** resistenza di snervamento  $f_y$  per spessori  $\leq 40 \text{ mm}$ . [daN/cm<sup>2</sup>]

**$f_y(s > 40 \text{ mm})$ :** resistenza di snervamento  $f_y$  per spessori  $> 40 \text{ mm}$ . [daN/cm<sup>2</sup>]

**$f_u(s \leq 40 \text{ mm})$ :** resistenza di rottura per trazione  $f_u$  per spessori  $\leq 40 \text{ mm}$ . [daN/cm<sup>2</sup>]

**$f_u(s > 40 \text{ mm})$ :** resistenza di rottura per trazione  $f_u$  per spessori  $> 40 \text{ mm}$ . [daN/cm<sup>2</sup>]

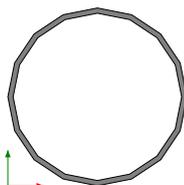
Descrizione	Tipo	$f_y(s \leq 40 \text{ mm})$	$f_y(s > 40 \text{ mm})$	$f_u(s \leq 40 \text{ mm})$	$f_u(s > 40 \text{ mm})$
S235	S235	2350	2150	3600	3600

### 10.15 Sezioni

### 10.16 Sezioni in acciaio

### 10.17 Profili singoli in acciaio

#### 10.17.1.1 Tubi tondi



**Descrizione:** descrizione o nome assegnato all'elemento.

**Sup.:** superficie bagnata per unità di lunghezza. [mm]

**Area Tx FEM:** area di taglio in direzione X per l'analisi FEM. [mm<sup>2</sup>]

**Area Ty FEM:** area di taglio in direzione Y per l'analisi FEM. [mm<sup>2</sup>]

**JxFEM:** momento di inerzia attorno all'asse X per l'analisi FEM. [mm<sup>4</sup>]

**JyFEM:** momento di inerzia attorno all'asse Y per l'analisi FEM. [mm<sup>4</sup>]

**JtFEM:** momento d'inerzia torsionale corretto con il fattore di forma per l'analisi FEM. [mm<sup>4</sup>]

**d:** diametro del tondo. [mm]

**s:** spessore. [mm]

**Categoria:** categoria, basata sulla tecnologia costruttiva.

**Formatura:** tipo di formatura a freddo del sagomato.

Descrizione	Sup.	Area Tx FEM	Area Ty FEM	JxFEM	JyFEM	JtFEM	d	s	Categoria	Formatura
EN10219 101,6x3	319.2	451	451	1130352	1130352	2260704	101.6	3	Sagomato a freddo conforme UNI 10219	A rullo
EN10219 139,7x3	438.9	630	630	3010896	3010896	6021793	139.7	3	Sagomato a freddo conforme UNI 10219	A rullo
UNI10219 188x3	590	858	858	74612	74612	149225	188	3	Sagomato a freddo conforme UNI 10219	A rullo
UNI10219 102x3	320.4	452	452	1144156	1144156	2288313	102	3	Sagomato a freddo conforme UNI 10219	A rullo
UNI10219 219x4	688	1326	1326	15616566	15616566	31233133	219	4	Sagomato a freddo conforme UNI 10219	A rullo

### 10.18 Caratteristiche inerziali sezioni in acciaio

#### Caratteristiche inerziali principali sezioni in acciaio

**Descrizione:** descrizione o nome assegnato all'elemento.

**Xg:** coordinata X del baricentro. [cm]



**Yg:** coordinata Y del baricentro. [cm]

**Area:** area inerziale nel sistema geometrico centrato nel baricentro. [cm<sup>2</sup>]

**Jx:** momento d'inerzia attorno all'asse orizzontale baricentrico di definizione della sezione. [cm<sup>4</sup>]

**Jy:** momento d'inerzia attorno all'asse verticale baricentrico di definizione della sezione. [cm<sup>4</sup>]

**Jxy:** momento centrifugo rispetto al sistema di riferimento baricentrico di definizione della sezione. [cm<sup>4</sup>]

**Jm:** momento d'inerzia attorno all'asse baricentrico principale M. [cm<sup>4</sup>]

**Jn:** momento d'inerzia attorno all'asse baricentrico principale N. [cm<sup>4</sup>]

**α X su M:** angolo tra gli assi del sistema di riferimento geometrico di definizione e quelli del sistema di riferimento principale. [deg]

**Jt:** momento d'inerzia torsionale corretto con il fattore di forma. [cm<sup>4</sup>]

Descrizione	Xg	Yg	Area	Jx	Jy	Jxy	Jm	Jn	α X su M	Jt
EN10219 101,6x3	5.08	5.08	9.29	113.04	113.04	0	113.04	113.04	0	226.07
UNI10219 102x3	5.1	5.1	9.33	114.42	114.42	0	114.42	114.42	0	228.83
UNI10219 219x4	10.95	10.95	27.02	1561.66	1561.66	0	1561.66	1561.66	0	3123.31
EN10219 139,7x3	6.99	6.99	12.88	301.09	301.09	0	301.09	301.09	0	602.18
Laminato 148x3	7.4	7.4	13.67	359.31	359.31	0	359.31	359.31	0	718.62

## 10.19 Caratteristiche inerziali momenti sezioni in acciaio

### Caratteristiche inerziali taglio sezioni in acciaio

**Descrizione:** descrizione o nome assegnato all'elemento.

**Atx:** area a taglio lungo x. [cm<sup>2</sup>]

**Aty:** area a taglio lungo y. [cm<sup>2</sup>]

Descrizione	Atx	Aty
EN10219 101,6x3	9.29	9.29
EN10219 139,7x3	12.88	12.88
UNI10219 102x3	4.52	4.52
UNI10219 219x4	13.26	13.26

## 11 FONDAZIONI

### 11.1 Plinti superficiali rettangolari

**Descrizione:** descrizione o nome assegnato all'elemento.

**H:** spessore dello zatterone. [cm]

**Bx:** dimensione del lato dello zatterone parallelo all'asse X. [cm]

**By:** dimensione del lato dello zatterone parallelo all'asse Y. [cm]

**Ecc. x:** eccentricità del centro del pilastro rispetto al centro della suola, in direzione x. [cm]

**Ecc. y:** eccentricità del centro del pilastro rispetto al centro della suola, in direzione y. [cm]

**Bicchiere:** bicchiere incassato nella sommità del plinto.

Descrizione	H	Bx	By	Ecc. x	Ecc. y	Bicchiere
Rettangolare 100x100x100	100	100	100	0	0	
Rettangolare 120x120x100	100	120	120	0	0	
Rettangolare 60x60x80	80	60	60	0	0	

## 11.2 Terreni

**Descrizione:** descrizione o nome assegnato all'elemento.

**Coesione:** coesione efficace del terreno. [daN/cm<sup>2</sup>]

**Coesione non drenata:** coesione non drenata (Cu) del terreno, per terreni eminentemente coesivi. [daN/cm<sup>2</sup>]

**Attrito interno:** angolo di attrito interno del terreno. [deg]

**δ:** angolo di attrito all'interfaccia terreno-cls. [deg]

**Coeff. α di adesione:** coeff. di adesione della coesione all'interfaccia terreno-cls, compreso tra 0 ed 1. Il valore è adimensionale.

**Coeff. di spinta K0:** coefficiente di spinta a riposo del terreno. Il valore è adimensionale.

**γ naturale:** peso specifico naturale del terreno in sito, assegnato alle zone non immerse. [daN/cm<sup>3</sup>]

**γ saturo:** peso specifico saturo del terreno in sito, assegnato alle zone immerse. [daN/cm<sup>3</sup>]

**E:** modulo elastico longitudinale del terreno. [daN/cm<sup>2</sup>]

**v:** coefficiente di Poisson del terreno. Il valore è adimensionale.

**Rqd:** rock quality degree. Per roccia assume valori nell'intervallo (0;1]. Il valore convenzionale 0 indica che si tratta di un terreno sciolto. Il valore è adimensionale.

**Permeabilità Kh:** permeabilità orizzontale. Permeabilità orizzontale del terreno. [cm/s]

**Permeabilità Kv:** permeabilità verticale. Permeabilità verticale del terreno. [cm/s]

Descrizione	Coesione	Coesione non drenata	Attrito interno	δ	Coeff. α di adesione	Coeff. di spinta K0	γ naturale	γ saturo	E	v	Rqd	Permeabilità Kh	Permeabilità Kv
Terreno_1	0	0	35	0	1	0.43	0.002	0.0022	500	0.3	0	0.1	0.01
Ammasso roccioso fratturato_1	0.2	0	25	0	1	0.58	0.00156	0.00215	900	0.35	0	0.1	0.01

## 11.3 Dati di definizione

## 11.4 Preferenze di analisi

Metodo di analisi	D.M. 17-01-18 (N.T.C.)	
Tipo di costruzione	2 - Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	
Vn	50	
Classe d'uso	II	
Vr	50	
Tipo di analisi	Lineare statica	
Località	Bari, Molfetta; Latitudine ED50 41,2012°; Longitudine ED50 16,5983°; Altitudine s.l.m. 18 m.	
Categoria del suolo	B - Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti	
Categoria topografica	T1 - Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media i<=15°	
Ss orizzontale SLD	1.2	
Tb orizzontale SLD	0.132	[s]
Tc orizzontale SLD	0.397	[s]
Td orizzontale SLD	1.734	[s]
Ss orizzontale SLV	1.2	
Tb orizzontale SLV	0.214	[s]
Tc orizzontale SLV	0.643	[s]
Td orizzontale SLV	1.884	[s]
St	1	
PVr SLD (%)	63	
Tr SLD	50	
Ag/g SLD	0.0334	
Fo SLD	2.442	
Tc* SLD	0.28	[s]
PVr SLV (%)	10	
Tr SLV	475	
Ag/g SLV	0.071	
Fo SLV	2.584	
Tc* SLV	0.511	[s]



Smorzamento viscoso (%)	5	
Classe di duttilità	CD"B"	
Rotazione del sisma	0	[deg]
Quota dello '0' sismico	0	[cm]
Regolarità in pianta	Si	
Regolarità in elevazione	Si	
Edificio C.A.	Si	
Tipologia C.A.	Strutture a telaio $q_0=3.0^{\circ}\alpha/\alpha_1$	
$\alpha_u/\alpha_1$ C.A.	Strutture a telaio di un piano $\alpha_u/\alpha_1=1.1$	
Edificio esistente	No	
T1,x	0.5	[s]
T1,y	0.5	[s]
$\lambda$ SLD,x	1	
$\lambda$ SLD,y	1	
$\lambda$ SLV,x	1	
$\lambda$ SLV,y	1	
Limite spostamenti interpiano	0.005	
Fattore di comportamento per sisma SLD X	1.5	
Fattore di comportamento per sisma SLD Y	1.5	
Fattore di comportamento per sisma SLV X	3.3	
Fattore di comportamento per sisma SLV Y	3.3	
Coefficiente di sicurezza per carico limite (fondazioni superficiali)	2.3	
Coefficiente di sicurezza per scorrimento (fondazioni superficiali)	1.1	
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali infissi, punta	1.15	
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali infissi, laterale compressione	1.15	
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali infissi, laterale trazione	1.25	
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali trivellati, punta	1.35	
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali trivellati, laterale compressione	1.15	
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali trivellati, laterale trazione	1.25	
Coefficiente di sicurezza portanza verticale micropali, punta	1.35	
Coefficiente di sicurezza portanza verticale micropali, laterale compressione	1.15	
Coefficiente di sicurezza portanza verticale micropali, laterale trazione	1.25	
Coefficiente di sicurezza portanza trasversale pali	1.3	
Fattore di correlazione resistenza caratteristica dei pali in base alle verticali indagate	1.7	
Coefficiente di sicurezza per ribaltamento (plinti superficiali)	1.15	

## 11.5 Preferenze di verifica

### Normativa di verifica in uso

Norma di verifica	D.M. 17-01-18 (N.T.C.)
Cemento armato	Preferenze analisi di verifica in stato limite
Legno	Preferenze di verifica legno D.M. 17-01-18 (N.T.C.)
Acciaio	Preferenze di verifica acciaio D.M. 17-01-18 (N.T.C.)
Alluminio	Preferenze di verifica alluminio EC9

### Normativa di verifica C.A.

Coefficiente di omogeneizzazione	15	
$\gamma_s$ (fattore di sicurezza parziale per l'acciaio)	1.15	
$\gamma_c$ (fattore di sicurezza parziale per il calcestruzzo)	1.5	
Limite $\sigma_c/f_{ck}$ in combinazione rara	0.6	
Limite $\sigma_c/f_{ck}$ in combinazione quasi permanente	0.45	
Limite $\sigma_f/f_{yk}$ in combinazione rara	0.8	
Coefficiente di riduzione della $\tau$ per cattiva aderenza	0.7	
Dimensione limite fessure w1 §4.1.2.2.4	0.02	[cm]
Dimensione limite fessure w2 §4.1.2.2.4	0.03	[cm]
Dimensione limite fessure w3 §4.1.2.2.4	0.04	[cm]
Fattori parziali di sicurezza unitari per meccanismi duttili di strutture esistenti con		
fattore $\eta$	No	
Copriferro secondo EC2	Si	

## 11.6 Preferenze FEM

Dimensione massima ottimale mesh pareti (default)	80	[cm]
Dimensione massima ottimale mesh piastre (default)	80	[cm]



Tipo di mesh dei gusci (default)	Quadrilateri o triangoli	
Tipo di mesh imposta ai gusci	Specifico dell'elemento	
Metodo P-Delta	non utilizzato	
Analisi buckling	non utilizzata	
Rapporto spessore flessionale/membranale gusci muratura verticali	0.2	
Spessori membranale e flessionale pareti XLAM da sole tavole verticali	No	
Moltiplicatore rigidità connettori pannelli pareti legno a diaframma	1	
Tolleranza di parallelismo	4.99	[deg]
Tolleranza di unicità punti	10	[cm]
Tolleranza generazione nodi di aste	1	[cm]
Tolleranza di parallelismo in suddivisione aste	4.99	[deg]
Tolleranza generazione nodi di gusci	4	[cm]
Tolleranza eccentricità carichi concentrati	100	[cm]
Considera deformazione a taglio delle piastre	No	
Modello elastico pareti in muratura	Gusci	
Concentra masse pareti nei vertici	No	
Segno risultati analisi spettrale	Analisi statica	
Memoria utilizzabile dal solutore	8000000	
Metodo di risoluzione della matrice	AspenTech MA57	
Scrivi commenti nel file di input	No	
Scrivi file di output in formato testo	No	
Solidi colle e corpi ruvidi (default)	Solidi reali	
Moltiplicatore rigidità molla torsionale applicata ad aste di fondazione	1	
Modello trave su suolo alla Winkler nel caso di modellazione lineare	Equilibrio elastico	

## 11.7 Moltiplicatori inerziali

**Tipologia:** tipo di entità a cui si riferiscono i moltiplicatori inerziali.

**J2:** moltiplicatore inerziale di J2. Il valore è adimensionale.

**J3:** moltiplicatore inerziale di J3. Il valore è adimensionale.

**Jt:** moltiplicatore inerziale di Jt. Il valore è adimensionale.

**A:** moltiplicatore dell'area della sezione. Il valore è adimensionale.

**A2:** moltiplicatore dell'area a taglio in direzione 2. Il valore è adimensionale.

**A3:** moltiplicatore dell'area a taglio in direzione 3. Il valore è adimensionale.

**Conci rigidi:** fattore di riduzione dei tronchi rigidi. Il valore è adimensionale.

Tipologia	J2	J3	Jt	A	A2	A3	Conci rigidi
Trave C.A.	1	1	0.01	1	1	1	0.5
Pilastro C.A.	1	1	0.01	1	1	1	0.5
Trave di fondazione	1	1	0.01	1	1	1	0.5
Palo	1	1	0.01	1	1	1	0
Trave in legno	1	1	1	1	1	1	1
Colonna in legno	1	1	1	1	1	1	1
Trave in acciaio	1	1	1	1	1	1	1
Colonna in acciaio	1	1	1	1	1	1	1
Trave di reticolare in acciaio	1	1	1	1	1	1	1
Maschio in muratura	0	1	0	1	1	1	1
Trave di accoppiamento in muratura	0	1	0	1	1	1	1
Trave di scala C.A. nervata	1	1	1	1	1	1	0.5
Trave tralicciata	1	1	0.01	1	1	1	0.5

## 11.8 Preferenze di analisi non lineare FEM

Metodo iterativo	Secante
Tolleranza iterazione	0.0001
Numero massimo iterazioni	50

## 11.9 Preferenze di analisi carichi superficiali

Detrazione peso proprio solai nelle zone di sovrapposizione	applicata
Metodo di ripartizione	a zone d'influenza

Percentuale carico calcolato a trave continua	0	
Esegui smoothing diagrammi di carico	applicata	
Tolleranza smoothing altezza trapezi	0.001	[daN/cm]
Tolleranza smoothing altezza media trapezi	0.001	[daN/cm]

### 11.10 Preferenze del suolo

Fondazioni non modellate e struttura bloccata alla base	no	
Fondazioni bloccate orizzontalmente	si	
Considera peso sismico delle fondazioni	no	
Fondazioni superficiali e profonde su suolo elastoplastico	no	
Coefficiente di sottofondo verticale per fondazioni superficiali (default)	3	[daN/cm <sup>3</sup> ]
Rapporto di coefficiente sottofondo orizzontale/verticale	0.5	
Pressione verticale limite sul terreno per abbassamento (default)	10	[daN/cm <sup>2</sup> ]
Pressione verticale limite sul terreno per innalzamento (default)	0.001	[daN/cm <sup>2</sup> ]
Metodo di calcolo della K verticale	Vesic	
Metodo di calcolo della portanza e della pressione limite	Vesic	
Terreno laterale di riporto da piano posa fondazioni (default)	Terreno_1	
Dimensione massima della discretizzazione del palo (default)	200	[cm]
Moltiplicatore coesione per pressione orizzontale limite nei pali	1	
Moltiplicatore spinta passiva per pressione orizzontale pali	1	
K punta palo (default)	4	[daN/cm <sup>3</sup> ]
Pressione limite punta palo (default)	10	[daN/cm <sup>2</sup> ]
Pressione per verifica schiacciamento fondazioni superficiali	6.7	[daN/cm <sup>2</sup> ]
Calcola cedimenti fondazioni superficiali	si	
Spessore massimo strato	100	[cm]
Profondità massima	3000	[cm]
Cedimento assoluto ammissibile	5	[cm]
Cedimento differenziale ammissibile	5	[cm]
Cedimento relativo ammissibile	5	[cm]
Rapporto di inflessione F/L ammissibile	0.003333	
Rotazione rigida ammissibile	0.191	[deg]
Rotazione assoluta ammissibile	0.191	[deg]
Distorsione positiva ammissibile	0.191	[deg]
Distorsione negativa ammissibile	0.095	[deg]
Considera fondazioni compensate	no	
Coefficiente di riduzione della a Max attesa	0.3	
Condizione per la valutazione della spinta su pareti	Lungo termine	
Considera l'azione sismica del terreno anche su pareti sotto lo zero sismico	no	
Calcola cedimenti teorici pali	no	
Considera accorciamento del palo	si	
Distanza influenza cedimento palo	1000	[cm]
Distribuzione attrito laterale	Attrito laterale uniforme	
Ripartizione del carico	Ripartizione come da modello FEM	
Scelta terreno laterale	Media pesata degli strati coinvolti	
Scelta terreno punta	Media pesata degli strati coinvolti	
Cedimento assoluto ammissibile	5	[cm]
Cedimento medio ammissibile	5	[cm]
Cedimento differenziale ammissibile	5	[cm]
Rotazione rigida ammissibile	0.191	[deg]
Trascura la coesione efficace in verifica allo scorrimento	si	
Considera inclinazione spinta del terreno contro pareti	no	
Esegui verifica a liquefazione	no	
Metodo di verifica liquefazione	Seed-Idriss (1982)	
Coeff. di sicurezza minimo a liquefazione	1.3	
Magnitudo scaling factor per liquefazione	1	

## 12 AZIONI E CARICHI

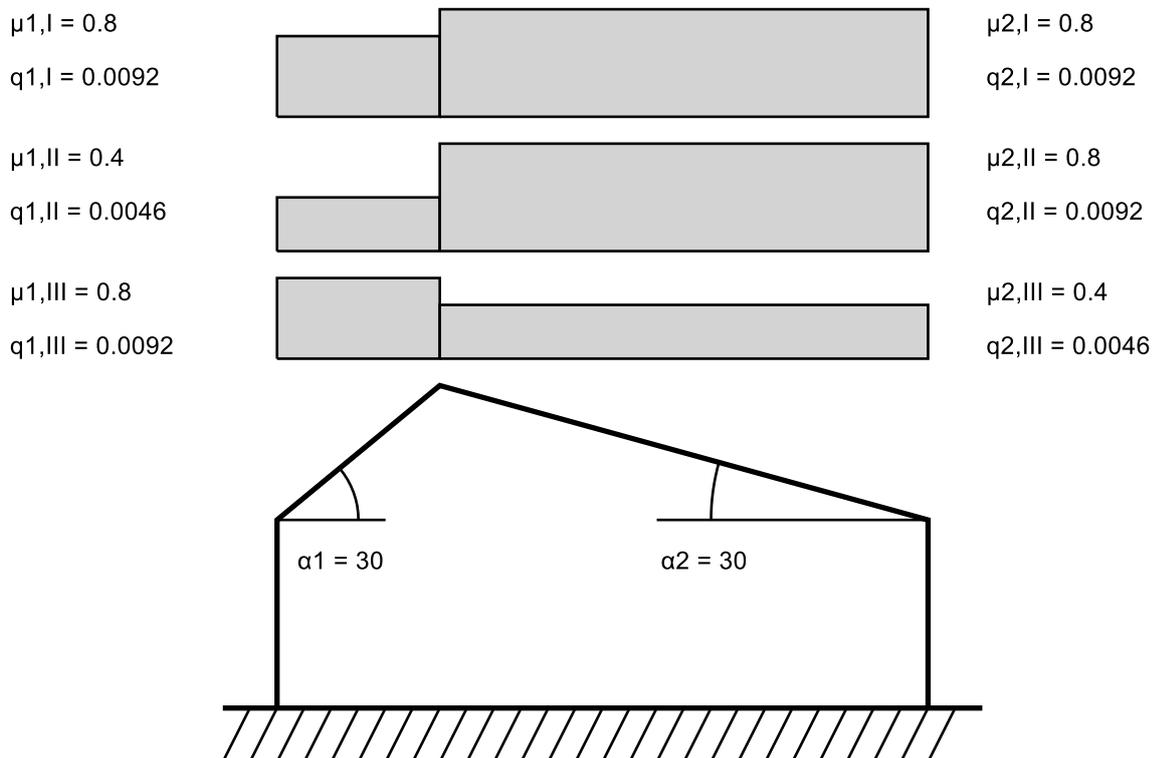


### 12.1 Azione del vento

Zona	Zona 3		
Rugosità superi i 15m	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media		
Categoria esposizione	V		
Vb	2700		[cm/s]
Tr	50		[cm/s]
Ct	1		[cm/s]
qr	0.00456		[daN/cm <sup>2</sup> ]

### 12.2 Azione della neve

Zona	Zona II		
Classe topografica vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal		
Ce	1		
Ct	1		
Tr	50		
qsk	0.0115		[daN/cm <sup>2</sup> ]
$\alpha_1$	30		[deg]
$\alpha_2$	30		[deg]
$\mu_{1,I}$	0.8		
$\mu_{2,I}$	0.8		
$\mu_{1,II}$	0.4		
$\mu_{2,II}$	0.8		
$\mu_{1,III}$	0.8		
$\mu_{2,III}$	0.4		
q <sub>1,I</sub>	0.0092		[daN/cm <sup>2</sup> ]
q <sub>2,I</sub>	0.0092		[daN/cm <sup>2</sup> ]
q <sub>1,II</sub>	0.0046		[daN/cm <sup>2</sup> ]
q <sub>2,II</sub>	0.0092		[daN/cm <sup>2</sup> ]
q <sub>1,III</sub>	0.0092		[daN/cm <sup>2</sup> ]
q <sub>2,III</sub>	0.0046		[daN/cm <sup>2</sup> ]



### 12.3 Condizioni elementari di carico

**Descrizione:** nome assegnato alla condizione elementare.

**Nome breve:** nome breve assegnato alla condizione elementare.

**Durata:** descrive la durata della condizione (necessario per strutture in legno).

$\psi_0$ : coefficiente moltiplicatore  $\psi_0$ . Il valore è adimensionale.

$\psi_1$ : coefficiente moltiplicatore  $\psi_1$ . Il valore è adimensionale.

$\psi_2$ : coefficiente moltiplicatore  $\psi_2$ . Il valore è adimensionale.

**Con segno:** descrive se la condizione elementare ha la possibilità di variare di segno.

Descrizione	Nome breve	Durata	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$	Con segno
Pesi strutturali	Pesi	Permanente				
Permanenti portati	Port.	Permanente				
$\Delta T$	$\Delta T$	Media	0.6	0.5	0	No
Sisma X SLV	X SLV					
Sisma Y SLV	Y SLV					
Sisma Z SLV	Z SLV					
Eccentricità Y per sisma X SLV	EY SLV					
Eccentricità X per sisma Y SLV	EX SLV					
Sisma X SLD	X SLD					
Sisma Y SLD	Y SLD					
Sisma Z SLD	Z SLD					
Eccentricità Y per sisma X SLD	EY SLD					
Eccentricità X per sisma Y SLD	EX SLD					
Rig. Ux	R Ux					
Rig. Uy	R Uy					
Rig. Rz	R Rz					

## 12.4 Combinazioni di carico

**Nome:** E' il nome esteso che contraddistingue la condizione elementare di carico.

**Nome breve:** E' il nome compatto della condizione elementare di carico, che viene utilizzato altrove nella relazione.

**Pesi:** Pesi strutturali

**Port.:** Permanenti portati

**$\Delta T$ :**  $\Delta T$

**X SLD:** Sisma X SLD

**Y SLD:** Sisma Y SLD

**Z SLD:** Sisma Z SLD

**EY SLD:** Eccentricità Y per sisma X SLD

**EX SLD:** Eccentricità X per sisma Y SLD

**X SLV:** Sisma X SLV

**Y SLV:** Sisma Y SLV

**Z SLV:** Sisma Z SLV

**EY SLV:** Eccentricità Y per sisma X SLV

**EX SLV:** Eccentricità X per sisma Y SLV

**R Ux:** Rig. Ux

**R Uy:** Rig. Uy

**R Rz:** Rig. Rz

Tutte le combinazioni di carico vengono raggruppate per famiglia di appartenenza. Le celle di una riga contengono i coefficienti moltiplicatori della i-esima combinazione, dove il valore della prima cella è da intendersi come moltiplicatore associato alla prima condizione elementare, la seconda cella si riferisce alla seconda condizione elementare e così via.

### Famiglia SLU

Il nome compatto della famiglia è SLU.

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	$\Delta T$
1	SLU 1	1	0.8	0
2	SLU 2	1	1.5	0
3	SLU 3	1.3	0.8	0
4	SLU 4	1.3	1.5	0

### Famiglia SLE rara

Il nome compatto della famiglia è SLE RA.

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	$\Delta T$
1	SLE RA 1	1	1	0

### Famiglia SLE frequente

Il nome compatto della famiglia è SLE FR.

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	$\Delta T$
1	SLE FR 1	1	1	0

### Famiglia SLE quasi permanente

Il nome compatto della famiglia è SLE QP.

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	$\Delta T$
1	SLE QP 1	1	1	0

### Famiglia SLD

Il nome compatto della famiglia è SLD.

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	$\Delta T$	X SLD	Y SLD	Z SLD	EY SLD	EX SLD
1	SLD 1	1	1	0	-1	-0.3	0	-1	0.3



Nome	Nome breve	Pesi	Port.	$\Delta T$	X SLD	Y SLD	Z SLD	EY SLD	EX SLD
2	SLD 2	1	1	0	-1	-0.3	0	1	-0.3
3	SLD 3	1	1	0	-1	0.3	0	-1	0.3
4	SLD 4	1	1	0	-1	0.3	0	1	-0.3
5	SLD 5	1	1	0	-0.3	-1	0	-0.3	1
6	SLD 6	1	1	0	-0.3	-1	0	0.3	-1
7	SLD 7	1	1	0	-0.3	1	0	-0.3	1
8	SLD 8	1	1	0	-0.3	1	0	0.3	-1
9	SLD 9	1	1	0	0.3	-1	0	-0.3	1
10	SLD 10	1	1	0	0.3	-1	0	0.3	-1
11	SLD 11	1	1	0	0.3	1	0	-0.3	1
12	SLD 12	1	1	0	0.3	1	0	0.3	-1
13	SLD 13	1	1	0	1	-0.3	0	-1	0.3
14	SLD 14	1	1	0	1	-0.3	0	1	-0.3
15	SLD 15	1	1	0	1	0.3	0	-1	0.3
16	SLD 16	1	1	0	1	0.3	0	1	-0.3

**Famiglia SLV**

Il nome compatto della famiglia è SLV.

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	$\Delta T$	X SLV	Y SLV	Z SLV	EY SLV	EX SLV
1	SLV 1	1	1	0	-1	-0.3	0	-1	0.3
2	SLV 2	1	1	0	-1	-0.3	0	1	-0.3
3	SLV 3	1	1	0	-1	0.3	0	-1	0.3
4	SLV 4	1	1	0	-1	0.3	0	1	-0.3
5	SLV 5	1	1	0	-0.3	-1	0	-0.3	1
6	SLV 6	1	1	0	-0.3	-1	0	0.3	-1
7	SLV 7	1	1	0	-0.3	1	0	-0.3	1
8	SLV 8	1	1	0	-0.3	1	0	0.3	-1
9	SLV 9	1	1	0	0.3	-1	0	-0.3	1
10	SLV 10	1	1	0	0.3	-1	0	0.3	-1
11	SLV 11	1	1	0	0.3	1	0	-0.3	1
12	SLV 12	1	1	0	0.3	1	0	0.3	-1
13	SLV 13	1	1	0	1	-0.3	0	-1	0.3
14	SLV 14	1	1	0	1	-0.3	0	1	-0.3
15	SLV 15	1	1	0	1	0.3	0	-1	0.3
16	SLV 16	1	1	0	1	0.3	0	1	-0.3

**Famiglia SLV fondazioni**

Il nome compatto della famiglia è SLV FO.

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	$\Delta T$	X SLV	Y SLV	Z SLV	EY SLV	EX SLV
1	SLV FO 1	1	1	0	-1.1	-0.33	0	-1.1	0.33
2	SLV FO 2	1	1	0	-1.1	-0.33	0	1.1	-0.33
3	SLV FO 3	1	1	0	-1.1	0.33	0	-1.1	0.33
4	SLV FO 4	1	1	0	-1.1	0.33	0	1.1	-0.33
5	SLV FO 5	1	1	0	-0.33	-1.1	0	-0.33	1.1
6	SLV FO 6	1	1	0	-0.33	-1.1	0	0.33	-1.1
7	SLV FO 7	1	1	0	-0.33	1.1	0	-0.33	1.1
8	SLV FO 8	1	1	0	-0.33	1.1	0	0.33	-1.1
9	SLV FO 9	1	1	0	0.33	-1.1	0	-0.33	1.1
10	SLV FO 10	1	1	0	0.33	-1.1	0	0.33	-1.1
11	SLV FO 11	1	1	0	0.33	1.1	0	-0.33	1.1
12	SLV FO 12	1	1	0	0.33	1.1	0	0.33	-1.1
13	SLV FO 13	1	1	0	1.1	-0.33	0	-1.1	0.33
14	SLV FO 14	1	1	0	1.1	-0.33	0	1.1	-0.33
15	SLV FO 15	1	1	0	1.1	0.33	0	-1.1	0.33
16	SLV FO 16	1	1	0	1.1	0.33	0	1.1	-0.33

**Famiglia Calcolo rigidezza torsionale/flessionale di piano**

Il nome compatto della famiglia è CRTFP.

Nome	Nome breve	R Ux	R Uy	R Rz
Rig. Ux+	CRTFP Ux+	1	0	0
Rig. Ux-	CRTFP Ux-	-1	0	0
Rig. Uy+	CRTFP Uy+	0	1	0



Nome	Nome breve	R Ux	R Uy	R Rz
Rig. Uy-	CRTFP Uy-	0	-1	0
Rig. Rz+	CRTFP Rz+	0	0	1
Rig. Rz-	CRTFP Rz-	0	0	-1

## 12.5 Definizioni di carichi concentrati

**Nome:** nome identificativo della definizione di carico.

**Valori:** valori associati alle condizioni di carico.

**Condizione:** condizione di carico a cui sono associati i valori.

**Descrizione:** nome assegnato alla condizione elementare.

**Fx:** componente X del carico concentrato. [daN]

**Fy:** componente Y del carico concentrato. [daN]

**Fz:** componente Z del carico concentrato. [daN]

**Mx:** componente di momento della coppia concentrata attorno all'asse X. [daN\*cm]

**My:** componente di momento della coppia concentrata attorno all'asse Y. [daN\*cm]

**Mz:** componente di momento della coppia concentrata attorno all'asse Z. [daN\*cm]

Nome	Valori						
	Condizione	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
	Descrizione						
caso 1-4	Pesi strutturali	0	0	0	0	0	0
	Permanenti portati	35	0	-756	13190	10356	0
caso 1-5	Pesi strutturali	0	0	0	0	0	0
	Permanenti portati	157	0	-3745	103914	88308	0
caso 1-6	Pesi strutturali	0	0	0	0	0	0
	Permanenti portati	93	0	-3111	52875	43608	0

## 13 SONDAGGI DEL SITO

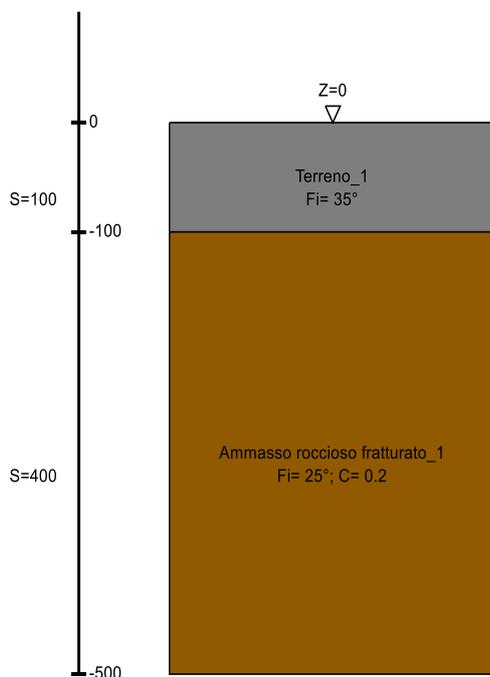
Vengono elencati in modo sintetico tutti i sondaggi risultanti dalle verticali di indagine condotte in sito, con l'indicazione dei terreni incontrati, degli spessori e dell'eventuale falda acquifera.

Nome attribuito al sondaggio: Sondaggio

Coordinate planimetriche del sondaggio nel sistema globale scelto: 0, 0

Quota della sommità del sondaggio (P.C.) nel sistema globale scelto: 0

I valori sono espressi in cm



▽ Piano 1 (Z=100)

▽ Fondazione (Z=0)

9

Immagine: Sondaggio

**Stratigrafie**

**Terreno:** terreno mediamente uniforme presente nello strato.

**Sp.:** spessore dello strato. [cm]

**Liaq:** indica se considerare lo strato come liquefacibile nelle combinazioni sismiche. Con 'Da verifica' viene considerato quanto risulta dalla verifica condotta a fine calcolo solutore.

**Kor,i:** coefficiente K orizzontale al livello inferiore dello strato per modellazione palo. [daN/cm<sup>3</sup>]

**Kor,s:** coefficiente K orizzontale al livello superiore dello strato per modellazione palo. [daN/cm<sup>3</sup>]

**Kve,i:** coefficiente K verticale al livello inferiore dello strato per modellazione palo. [daN/cm<sup>3</sup>]

**Kve,s:** coefficiente K verticale al livello superiore dello strato per modellazione palo. [daN/cm<sup>3</sup>]

**Eel,s:** modulo elastico al livello superiore dello strato per calcolo cedimenti istantanei; 0 per non calcolarli. [daN/cm<sup>2</sup>]

**Eel,i:** modulo elastico al livello inferiore dello strato per calcolo cedimenti istantanei; 0 per non calcolarli. [daN/cm<sup>2</sup>]

**Eed,s:** modulo edometrico al livello superiore per calcolo cedimenti complessivi; 0 per non calcolarli. [daN/cm<sup>2</sup>]

**Eed,i:** modulo edometrico al livello inferiore per calcolo cedimenti complessivi; 0 per non calcolarli. [daN/cm<sup>2</sup>]

**CC,s:** coefficiente di compressione vergine CC al livello superiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 0 per non calcolarli. Il valore è adimensionale.

**CC,i:** coefficiente di compressione vergine CC al livello inferiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 0 per non calcolarli. Il valore è adimensionale.

**CR,s:** coefficiente di ricomprensione CR al livello superiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 0 per non calcolarli. Il valore è adimensionale.

**CR,i:** coefficiente di ricomprensione CR al livello inferiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 0 per non calcolarli. Il valore è adimensionale.

**E0,s:** indice dei vuoti E0 al livello superiore per calcolo cedimenti di consolidazione. Il valore è adimensionale.

**E0,i:** indice dei vuoti E0 al livello inferiore per calcolo cedimenti di consolidazione. Il valore è adimensionale.

**OCR,s:** indice di sovraconsolidazione OCR al livello superiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 1 per terreno NC. Il valore è adimensionale.

**OCR,i:** indice di sovraconsolidazione OCR al livello inferiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 1 per terreno NC. Il valore è adimensionale.

Terreno	Sp.	Liaq	Kor,i	Kor,s	Kve,i	Kve,s	Eel,s	Eel,i	Eed,s	Eed,i	CC,s	CC,i	CR,s	CR,i	E0,s	E0,i	OCR,s	OCR,i
Terreno_1	100	No	1.5	1	1	1	500	500	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1
Ammasso roccioso fratturato_1	400	No	1.5	1	1	1	900	900	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1

## 14 ELEMENTI DI INPUT

### 14.1 Fili fissi di piano

**Livello:** quota di inserimento espressa con notazione breve esprimibile come livello, falda, piano orizzontale alla Z specificata. [cm]

**Punto:** punto di inserimento.

X: coordinata X. [cm]

Y: coordinata Y. [cm]

**Estradosso:** distanza dalla quota di inserimento misurata in direzione ortogonale al piano della quota e con verso positivo verso l'alto. [cm]

**Angolo:** angolo misurato dal semiasse positivo delle ascisse in verso antiorario. [deg]

**Tipo:** tipo di simbolo.

**T.c.:** testo completo visualizzato accanto al filo fisso, costituito dalla concatenazione del prefisso e del testo.

Livello	Punto		Estradosso	Angolo	Tipo	T.c.	Livello	Punto		Estradosso	Angolo	Tipo	T.c.
	X	Y						X	Y				
L1	100	100	0	0	Croce	1	L1	300	300	0	0	Croce	2
L1	300	100	0	0	Croce	3							

### 14.2 Colonne in acciaio

**Tr.:** riferimento al tronco indicante la quota inferiore e superiore.

**Sezione:** sezione in acciaio.

**P.i.:** posizione del punto di inserimento rispetto alla geometria della sezione. SS=Sinistra-sotto, SC=Sinistra-centro, SA=Sinistra-alto, CS=Centro-sotto, CC=Centro-centro, CA=Centro-alto, DS=Destra-sotto, DC=Destra-centro, DA=Destra-alto

**Punto:** posizione del punto di inserimento rispetto alla geometria della sezione.

X: coordinata X. [cm]

Y: coordinata Y. [cm]

**Ang.:** angolo misurato dal semiasse positivo delle ascisse in verso antiorario. [deg]

**Mat.:** riferimento ad una definizione di materiale in acciaio.

**Car.lin.:** riferimento alla definizione di un carico lineare. L: valori del carico espressi nel sistema locale dell'elemento. G: valori del carico espressi nel sistema globale.

**Sovr.:** aliquota di sovrarresistenza da assicurare in verifica.

**S.Z:** indica se l'elemento deve essere verificato considerando il sisma verticale.

**C.i.:** svincolo o cerniera da applicare al relativo estremo dell'asta nel modello.

**C.f.:** svincolo o cerniera da applicare al relativo estremo dell'asta nel modello.

**Cal.:** descrizione sintetica dell'eventuale calastrello della sezione accoppiata o composita.

Tr.	Sezione	P.i.	Punto		Ang.	Mat.	Car.lin.	Sovr.	S.Z	C.i.	C.f.	Cal.
			X	Y								
T1	EN10219 139,7x3	CC	100	100	0	S235	Nessuno; G	0	No	No	No	
T1	EN10219 139,7x3	CC	300	300	0	S235	Nessuno; G	0	No	No	No	
T1	EN10219 101,6x3	CC	300	100	0	S235	Nessuno; G	0	No	No	No	

## 15 LINTI SUPERFICIALI

### 15.1 Fondazioni di plinti superficiali

**Descrizione breve:** descrizione breve usata nelle tabelle dei capitoli di plinti superficiali.

**Stratigrafia:** stratigrafia del terreno nel punto medio in pianta dell'elemento.

**Sondaggio:** è possibile indicare esplicitamente un sondaggio definito nelle preferenze oppure richiedere di estrapolare il sondaggio dalla definizione del sito espressa nelle preferenze.

**Estradosso:** distanza dalla quota superiore del sondaggio misurata in verticale con verso positivo verso l'alto. [cm]

**Deformazione volumetrica:** valore della deformazione volumetrica impiegato nel calcolo della pressione limite a rottura con la formula di Vesic. Il valore è adimensionale. Accetta anche il valore di default espresso nelle preferenze.

**Angolo pendio:** angolo del pendio rispetto l'orizzontale; il valore deve essere positivo per opere in sommità di un pendio mentre deve essere negativo per opere al piede di un pendio. [deg]

**K verticale:** coefficiente di sottofondo verticale del letto di molle. [daN/cm<sup>3</sup>]

**Limite compressione:** pressione limite di plasticizzazione a compressione del letto di molle. [daN/cm<sup>2</sup>]

**Limite trazione:** pressione limite di plasticizzazione a trazione del letto di molle. [daN/cm<sup>2</sup>]

Descrizione breve	Stratigrafia			Angolo pendio	K verticale	Limite compressione	Limite trazione
	Sondaggio	Estradosso	Deformazione volumetrica				
FP1	Sondaggio	0		0	Da Stratigrafia (4.39)	Da Stratigrafia (13.52)	Da Stratigrafia (0)

Descrizione breve	Stratigrafia			Angolo pendio	K verticale	Limite compressione	Limite trazione
	Sondaggio	Estradosso	Deformazione volumetrica				
FP2	Piu' vicino in sito	0		0	Default (3)	Default (10)	Default (0.001)
FP3	Sondaggio	0		0	Da Stratigrafia (5.885)	Da Stratigrafia (14.686)	Da Stratigrafia (0)

## 15.2 Plinti superficiali di piano

**Plinto:** riferimento ad una definizione di plinto superficiale.

**Liv.:** quota di inserimento espressa con notazione breve esprimibile come livello, falda, piano orizzontale alla Z specificata. [cm]

**Punto:** punto di inserimento.

**X:** coordinata X. [cm]

**Y:** coordinata Y. [cm]

**Estr.:** distanza dalla quota di inserimento misurata in direzione ortogonale al piano della quota e con verso positivo verso l'alto. [cm]

**Ang.:** angolo misurato dal semiasse positivo delle ascisse in verso antiorario. [deg]

**Mat.:** riferimento ad una definizione di calcestruzzo.

**Fond.:** riferimento alla fondazione sottostante l'elemento.

Plinto	Liv.	Punto		Estr.	Ang.	Mat.	Fond.
		X	Y				
Rettangolare 100x100x100	L1	100	100	0	0	C25/30	FP1
Rettangolare 120x120x100	L1	300	300	0	0	C25/30	FP2
Rettangolare 60x60x80	L1	300	100	0	0	C25/30	FP3

## 16 CARICHI CONCENTRATI

### 16.1 Carichi concentrati di piano

**Carico:** riferimento alla definizione di un carico concentrato.

**Liv.:** quota di inserimento espressa con notazione breve esprimibile come livello, falda, piano orizzontale alla Z specificata. [cm]

**Punto:** punto di inserimento.

**X:** coordinata X. [cm]

**Y:** coordinata Y. [cm]

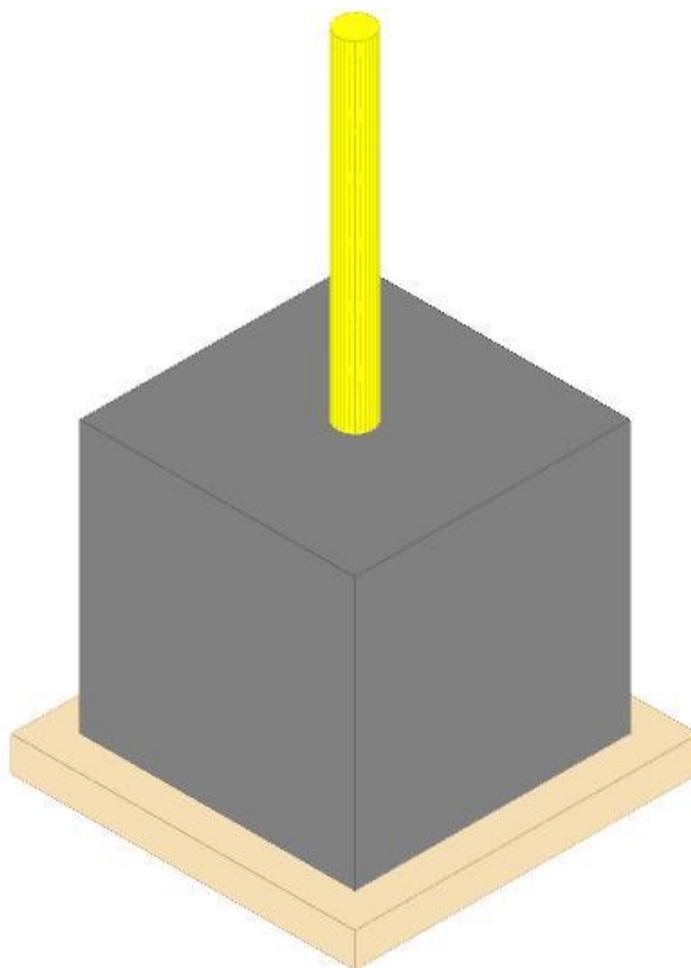
**Estradosso:** distanza dalla quota di inserimento misurata in direzione ortogonale al piano della quota e con verso positivo verso l'alto. [cm]

Carico	Liv.	Punto		Estradosso
		X	Y	
caso 1-6	L1	100	100	0
caso 1-5	L1	300	300	0
caso 1-4	L1	300	100	0

## 17 PLINTO 80x80x80

Verifiche condotte secondo D.M. 17 gennaio 2018

Geometria



**1. Caratteristiche dei materiali**

Calcestruzzo: C25/30; Resistenza cubica caratteristica Rck: 300  
Calcestruzzo per magrone: Magrone; Resistenza cubica caratteristica Rck: 1  
Acciaio per armatura: B450C\_1; Fyk: 4500

**2. Caratteristiche geometriche**

**Suola:** dimensione x: 80; dimensione y: 80; spessore: 80  
**Magrone:** sbordo: 10; spessore: 10; materiale: Magrone  
**Pilastro circolare:** diametro: 10.2  
**Copriferro:** suola: 5

**3. Pressioni raggiunte sul terreno**

**4. Famiglia "Limite ultimo"**

Coefficiente di sicurezza minimo 6.76

Comb.	$\sigma_{t \max}$	$\sigma_{t \min}$	$\sigma_{t \text{ verifica}}$	Verifica
SLU 2	-0.15	-0.42	-2.87	Si
SLU 1	-0.08	-0.36	-2.87	Si

**5. Famiglia "Limite ultimo sismico"**

Si stampano le 5 situazioni più gravose per tipo di verifica

Coefficiente di sicurezza minimo 12.4

Comb.	$\sigma_{t \max}$	$\sigma_{t \min}$	$\sigma_{t \text{ verifica}}$	Verifica
SLV FO 14	-0.21	-0.23	-2.87	Si
SLV FO 15	-0.21	-0.23	-2.87	Si
SLV FO 13	-0.21	-0.23	-2.87	Si
SLV FO 4	-0.21	-0.23	-2.87	Si
SLV FO 2	-0.21	-0.23	-2.87	Si

**6. Verifiche a ribaltamento****7. Famiglia "Equilibrio", Famiglia "Limite ultimo", Famiglia "Limite ultimo sismico"**

Si stampano le 5 situazioni più gravose per tipo di verifica

Coefficiente di sicurezza minimo 2.13

Comb.	Asse di rotazione				γR	Mr <sub>rib</sub>	M <sub>stb</sub>	c.s.	Verifica
	x1	y1	x2	y2					
SLU 1	40	40	-40	40	1.15	22461	47853	2.13	Si
SLU 1	40	40	-40	40	1.15	22461	47853	2.13	Si
SLU 2	40	40	-40	40	1.15	22461	61917	2.76	Si
SLU 2	40	40	-40	40	1.15	22461	61917	2.76	Si
SLV FO 15	40	-40	40	40	1.15	1722	47575	27.62	Si

**8. Verifiche geotecniche di scorrimento e capacità portante**

Impronta al suolo: 100x100

Terreno laterale di approfondimento piano posa: Terreno

Spessore terreno laterale: 80

Moltiplicatore resistenza passiva per verifica scorrimento: 0

Coefficiente di attrito Cls-Magrone per verifica scorrimento: 0.7

**9. Caratteristiche del terreno a contatto con il piano di posa della fondazione**

Descrizione	γ naturale	γ saturo	Angolo Attrito Interno	Angolo Attrito δ	Coesione Efficace	Coesione Non Drenata	Coeff. Adesione
Terreno	0.002	0.0022	35	0	0	0	1

**10. Caratteristiche del terreno di progetto per la capacità portante della fondazione**

Descrizione	γ naturale	γ saturo	Angolo Attrito Interno	Angolo Attrito δ	Coesione Efficace	Coesione Non Drenata	Coeff. Adesione
Suolo medio nel bulbo di influenza	0.00161	0.00216	26	0	0.175	0	1

**11. Caratteristiche del terreno laterale di approfondimento della fondazione**

Descrizione	γ naturale	γ saturo	Angolo Attrito Interno	Angolo Attrito δ	Coesione Efficace	Coesione Non Drenata	Coeff. Adesione
Terreno	0.002	0.0022	35	0	0	0	1

**12. Verifiche a slittamento magrone-calcestruzzo****13. Famiglia "Limite ultimo"**

Coefficiente di sicurezza minimo a slittamento cls-magrone 20.37

Comb.	Azione orizz.	Azione vert.	Attrito	Laterale	γR	Rd	Ed	Rd/Ed	Verifica
SLU 1	69	-2202	35	0	1.1	1401	69	20.37	Si
SLU 2	69	-2854	35	0	1.1	1816	69	26.4	Si

**14. Famiglia "Limite ultimo sismico"**

Si stampano le 5 situazioni più gravose per tipo di verifica

Coefficiente di sicurezza minimo a slittamento cls-magrone 378.65

Comb.	Azione orizz.	Azione vert.	Attrito	Laterale	γR	Rd	Ed	Rd/Ed	Verifica
SLV FO 1	4	-2194	35	0	1.1	1396	4	378.65	Si
SLV FO 2	4	-2194	35	0	1.1	1396	4	378.65	Si
SLV FO 3	4	-2194	35	0	1.1	1396	4	378.65	Si
SLV FO 4	4	-2194	35	0	1.1	1396	4	378.65	Si
SLV FO 13	4	-2194	35	0	1.1	1396	4	378.65	Si

**15. Verifica di scorrimento****16. Famiglia "Limite ultimo"**

Coefficiente di sicurezza minimo a scorrimento 20.37

Comb.	Azione orizz.	Azione vert.	Cond.	Adesione	Attrito	Laterale	γR	Rd	Ed	Rd/Ed	Verifica
SLU 1	69	-2202	LT	0	35	0	1.1	1402	69	20.37	Si
SLU 2	69	-2854	LT	0	35	0	1.1	1817	69	26.41	Si

**17. Famiglia "Limite ultimo sismico"**

Si stampano le 5 situazioni più gravose per tipo di verifica

Coefficiente di sicurezza minimo a scorrimento 378.77

Comb.	Azione orizz.	Azione vert.	Cond.	Adesione	Attrito	Laterale	γR	Rd	Ed	Rd/Ed	Verifica
SLV FO 1	4	-2194	LT	0	35	0	1.1	1396	4	378.77	Si
SLV FO 2	4	-2194	LT	0	35	0	1.1	1396	4	378.77	Si
SLV FO 3	4	-2194	LT	0	35	0	1.1	1396	4	378.77	Si
SLV FO 4	4	-2194	LT	0	35	0	1.1	1396	4	378.77	Si
SLV FO 13	4	-2194	LT	0	35	0	1.1	1396	4	378.77	Si

**18. Verifica di capacità portante****19. Famiglia "Limite ultimo"**

Coefficiente di sicurezza minimo per portanza 15.63

Cmb	Fx	Fy	Fz	Mx	My	B'	L'	Cnd	Coes	Phi	Peso	Ovl	Amax	yR	Rd	Ed	Rd/Ed	Note	Verifica
SLU 2	0	69	-2854	-23149	0	84	100	LT	0.18	26	0.00161	0.18	0	2.3	44593	2854	15.63		Si
SLU 1	0	69	-2202	-23149	0	79	100	LT	0.18	26	0.00161	0.18	0	2.3	41129	2202	18.68		Si

**20. Fattori di capacità portante in Famiglia "Limite ultimo"**

N			S			D			I			G			P			E		
Nq	Nc	Ng	Sq	Sc	Sg	Dq	Dc	Dg	Iq	Ic	Ig	Gq	Gc	Gg	Pq	Pc	Pg	Eq	Ec	Eg
12.3	22.8	13.2	1.42	1.45	0.66	1.28	1.36	1	0.98	0.98	0.97	1	1	1	1	1	1	1	1	1
12.3	22.8	13.2	1.39	1.43	0.68	1.28	1.36	1	0.98	0.98	0.97	1	1	1	1	1	1	1	1	1

**21. Famiglia "Limite ultimo sismico"**

Si stampano le 5 situazioni più gravose per tipo di verifica

Coefficiente di sicurezza minimo per portanza 25.13

Cmb	Fx	Fy	Fz	Mx	My	B'	L'	Cnd	Coes	Phi	Peso	Ovl	Amax	yR	Rd	Ed	Rd/Ed	Note	Verifica
SLV FO 16	4	1	-2194	-254	1759	98	100	LT	0.18	26	0.00161	0.18	0.04	2.3	55137	2194	25.13		Si
SLV FO 14	4	-1	-2194	254	1759	98	100	LT	0.18	26	0.00161	0.18	0.04	2.3	55137	2194	25.13		Si
SLV FO 13	4	-1	-2194	254	1759	98	100	LT	0.18	26	0.00161	0.18	0.04	2.3	55137	2194	25.13		Si
SLV FO 4	-4	1	-2194	-254	-1759	98	100	LT	0.18	26	0.00161	0.18	0.04	2.3	55137	2194	25.13		Si
SLV FO 3	-4	1	-2194	-254	-1759	98	100	LT	0.18	26	0.00161	0.18	0.04	2.3	55137	2194	25.13		Si

**22. Fattori di capacità portante in Famiglia "Limite ultimo sismico"**

N			S			D			I			G			P			E		
Nq	Nc	Ng	Sq	Sc	Sg	Dq	Dc	Dg	Iq	Ic	Ig	Gq	Gc	Gg	Pq	Pc	Pg	Eq	Ec	Eg
12.3	22.8	13.2	1.49	1.53	0.61	1.28	1.36	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0.97	0.99	0.97
12.3	22.8	13.2	1.49	1.53	0.61	1.28	1.36	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0.97	0.99	0.97
12.3	22.8	13.2	1.49	1.53	0.61	1.28	1.36	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0.97	0.99	0.97
12.3	22.8	13.2	1.49	1.53	0.61	1.28	1.36	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0.97	0.99	0.97
12.3	22.8	13.2	1.49	1.53	0.61	1.28	1.36	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0.97	0.99	0.97

**23. Verifiche della suola**

Superficie su cui è valutata la pressione del suolo: rettangolare a filo pilastro

Non sono state richieste le verifiche a taglio della suola.

Armatura inferiore in direzione X 4 diam. 12 mm Armatura superiore in direzione X 4 diam. 12 mm

Armatura inferiore in direzione Y 4 diam. 12 mm Armatura superiore in direzione Y 4 diam. 12 mm

**24. Famiglia "Limite ultimo"**

Si stampano le 5 situazioni più gravose per tipo di verifica

Coefficiente di sicurezza minimo a flessione 125.77

Desc.	Tipo sez.	Comb.	M	Mu	Verifica
norm.Y+	filo pil.	SLU 1	9985	1255861	Si
norm.Y+	filo pil.	SLU 2	9978	1255861	Si
norm.Y-	filo pil.	SLU 2	-8210	-1255861	Si
norm.Y-	filo pil.	SLU 1	-8160	-1255861	Si
norm.X+	filo pil.	SLU 2	884	1262429	Si

**25. Famiglia "Esercizio rara"**Valori limite:  $\sigma$  lim. 149.4 of lim. 3600

Coefficiente di sicurezza minimo per verifica tensioni 1989

Desc.	Tipo sez.	Comb.	M	Fessurata	$\sigma C$	$\sigma F$	Verifica
norm.Y+	filo pil.	SLE RA 1	6515	No	-0.1	0.4	Si
norm.Y-	filo pil.	SLE RA 1	-5178	No	-0.1	0.3	Si
norm.X+	filo pil.	SLE RA 1	668	No	0	0	Si
norm.X-	filo pil.	SLE RA 1	668	No	0	0	Si

**26. Famiglia "Esercizio frequente"**

Valori limite di apertura fessure: w lim. 0.04

Coefficiente di sicurezza minimo per apertura fessure 999

Desc.	Tipo sez.	Comb.	M	Fessurata	wd	Verifica
norm.X+	filo pil.	SLE FR 1	668	No	0	Si
norm.Y+	filo pil.	SLE FR 1	6515	No	0	Si
norm.X-	filo pil.	SLE FR 1	668	No	0	Si
norm.Y-	filo pil.	SLE FR 1	-5178	No	0	Si

**27. Famiglia "Esercizio quasi permanente"**Valori limite:  $\sigma$  lim. 112.1 w lim. 0.03

Coefficiente di sicurezza minimo per verifica tensioni 15010.95

Coefficiente di sicurezza minimo per apertura fessure 999

Desc.	Tipo sez.	Comb.	M	Fessurata	$\sigma C$	wd	Verifica
norm.Y+	filo pil.	SLE QP 1	668	No	0	0	Si
norm.Y-	filo pil.	SLE QP 1	668	No	0	0	Si
norm.X+	filo pil.	SLE QP 1	668	No	0	0	Si
norm.X-	filo pil.	SLE QP 1	668	No	0	0	Si

**28. Famiglia "Limite ultimo sismico"**

Si stampano le 5 situazioni più gravose per tipo di verifica

Coefficiente di sicurezza minimo a flessione 883.44

Desc.	Tipo sez.	Comb.	M	Mu	Verifica
norm.X-	filo pil.	SLV FO 2	1366	1206454	Si
norm.X-	filo pil.	SLV FO 3	1366	1206454	Si
norm.X-	filo pil.	SLV FO 1	1366	1206454	Si
norm.X-	filo pil.	SLV FO 4	1366	1206454	Si
norm.X+	filo pil.	SLV FO 14	1366	1206454	Si

**29. Verifiche a punzonamento****30. Famiglia "Limite ultimo"****31. Verifiche in adiacenza all'elemento punzonante (perimetro U0)**

Coefficiente di sicurezza minimo 87.75

Comb.	Elemento punzonante	d	Perimetro	Perim. minim.	N	$\beta$	Peso cono	Reazione suolo	VEd,red	VRd,max	Verifica
SLU 2	pilastro	71.3	32	No	-116	6.4	16	23	0.32	28.22	Si
SLU 1	pilastro	71.3	32	No	-96	7.55	16	17	0.31	28.22	Si

**32. Verifiche a distanza  $\leq 2d$  dall'elemento punzonante (perimetro U1)**

Coefficiente di sicurezza minimo 570.25

Comb.	Elem. punz.	d	Offset	Perim. utile	Perim. minim.	N	$\beta$	Peso cono	Reazione suolo	VEd,red	$\rho_I$	VRd	Asw	VRd,cs	Verifica
SLU 1	pilastro	71.3	11.4	132	Si	-96	25.83	150	220	0.07	0.0007	41.3	0	0	Si
SLU 2	pilastro	71.3	8.6	123	Si	-116	30.53	124	253	0.08	0.0007	55.07	0	0	Si

**33. Coordinate del perimetro del cono punzonante a distanza 11.4 dal pilastro**

Vert.	x	y	Vert.	x	y	Vert.	x	y	Vert.	x	y	Vert.	x	y	Vert.	x	y
1	-16.6	-40	2	16.6	-40	3	16.6	0	4	16.2	3.2	5	15.3	6.3	6	13.8	9.2
7	11.7	11.7	8	9.2	13.8	9	6.3	15.3	10	3.2	16.2	11	0	16.6	12	-3.2	16.2
13	-6.3	15.3	14	-9.2	13.8	15	-11.7	11.7	16	-13.8	9.2	17	-15.3	6.3	18	-16.2	3.2
19	-16.6	0															

**34. Famiglia "Limite ultimo sismico"****35. Verifiche in adiacenza all'elemento punzonante (perimetro U0)**

Coefficiente di sicurezza minimo 461.7

Comb.	Elemento punzonante	d	Perimetro	Perim. minim.	N	$\beta$	Peso cono	Reazione suolo	VEd,red	VRd,max	Verifica
SLV FO 14	pilastro	71.3	32	No	-88	1.61	16	17	0.06	28.22	Si
SLV FO 15	pilastro	71.3	32	No	-88	1.61	16	17	0.06	28.22	Si
SLV FO 2	pilastro	71.3	32	No	-88	1.61	16	17	0.06	28.22	Si
SLV FO 13	pilastro	71.3	32	No	-88	1.61	16	17	0.06	28.22	Si
SLV FO 3	pilastro	71.3	32	No	-88	1.61	16	17	0.06	28.22	Si

**36. Verifiche a distanza  $\leq 2d$  dall'elemento punzonante (perimetro U1)**

Coefficiente di sicurezza minimo 5245.32

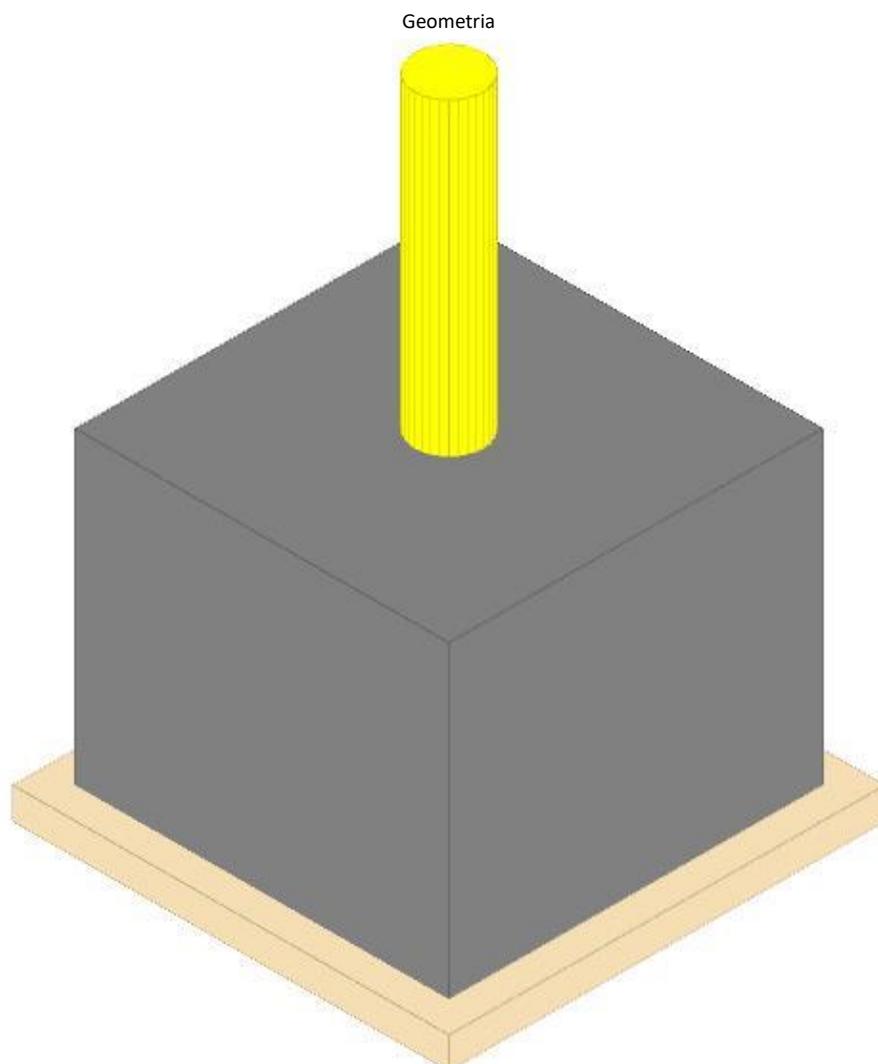
Comb.	Elem. punz.	d	Offset	Perim. utile	Perim. minim.	N	$\beta$	Peso cono	Reazione suolo	VEd,red	$\rho_I$	VRd	Asw	VRd,cs	Verifica
SLV FO 14	pilastro	71.3	2.9	50	No	-88	1.55	27	42	0.03	0.0007	165.2	0	0	Si
SLV FO 15	pilastro	71.3	2.9	50	No	-88	1.55	27	42	0.03	0.0007	165.2	0	0	Si
SLV FO 2	pilastro	71.3	2.9	50	No	-88	1.55	27	42	0.03	0.0007	165.2	0	0	Si
SLV FO 13	pilastro	71.3	2.9	50	No	-88	1.55	27	42	0.03	0.0007	165.2	0	0	Si
SLV FO 3	pilastro	71.3	2.9	50	No	-88	1.55	27	42	0.03	0.0007	165.2	0	0	Si

**37. Coordinate del perimetro del cono punzonante a distanza 2.9 dal pilastro**

Vert.	x	y	Vert.	x	y	Vert.	x	y	Vert.	x	y	Vert.	x	y	Vert.	x	y
1	8	0	2	7.8	1.6	3	7.4	3	4	6.6	4.4	5	5.6	5.6	6	4.4	6.6
7	3	7.4	8	1.6	7.8	9	0	8	10	-1.6	7.8	11	-3	7.4	12	-4.4	6.6
13	-5.6	5.6	14	-6.6	4.4	15	-7.4	3	16	-7.8	1.6	17	-8	0	18	-7.8	-1.6
19	-7.4	-3	20	-6.6	-4.4	21	-5.6	-5.6	22	-4.4	-6.6	23	-3	-7.4	24	-1.6	-7.8
25	0	-8	26	1.6	-7.8	27	3	-7.4	28	4.4	-6.6	29	5.6	-5.6	30	6.6	-4.4
31	7.4	-3	32	7.8	-1.6												

## 18 PLINTO 120x120x100

Verifiche condotte secondo D.M. 17 gennaio 2018



### 38. Caratteristiche dei materiali

Calcestruzzo: C25/30; Resistenza cubica caratteristica Rck: 300  
Calcestruzzo per magrone: Magrone; Resistenza cubica caratteristica Rck: 1  
Acciaio per armatura: B450C\_1; Fyk: 4500

### 39. Caratteristiche geometriche

**Suola:** dimensione x: 120; dimensione y: 120; spessore: 100  
**Magrone:** sbordo: 10; spessore: 10; materiale: Magrone  
**Pilastro circolare:** diametro: 21.9  
**Copriferro:** suola: 5

### 40. Pressioni raggiunte sul terreno

### 41. Famiglia "Limite ultimo"

Coefficiente di sicurezza minimo 4.93

Comb.	$\sigma_t$ max	$\sigma_t$ min	$\sigma_t$ verifica	Verifica
SLU 2	-0.16	-0.58	-2.87	Si
SLU 1	-0.08	-0.5	-2.87	Si

### 42. Famiglia "Limite ultimo sismico"

Si stampano le 5 situazioni più gravose per tipo di verifica

Coefficiente di sicurezza minimo 8.86

Comb.	ot max	ot min	ot verifica	Verifica
SLV FO 9	-0.25	-0.32	-2.87	Si
SLV FO 7	-0.25	-0.32	-2.87	Si
SLV FO 8	-0.25	-0.32	-2.87	Si
SLV FO 11	-0.25	-0.32	-2.87	Si
SLV FO 12	-0.25	-0.32	-2.87	Si

**43. Verifiche a ribaltamento****44. Famiglia "Equilibrio", Famiglia "Limite ultimo", Famiglia "Limite ultimo sismico"**

Si stampano le 5 situazioni più gravose per tipo di verifica

Coefficiente di sicurezza minimo 2.25

Comb.	Asse di rotazione								Verifica
	x1	y1	x2	y2	yR	Mrib	Mstb	c.s.	
SLU 1	60	60	-60	60	1.15	94738	213087	2.25	Si
SLU 1	60	60	-60	60	1.15	94738	213087	2.25	Si
SLU 2	60	60	-60	60	1.15	94738	276794	2.92	Si
SLU 2	60	60	-60	60	1.15	94738	276794	2.92	Si
SLV FO 5	-60	-60	60	-60	1.15	13109	212878	16.24	Si

**45. Verifiche geotecniche di scorrimento e capacità portante**

Impronta al suolo: 140x140

Terreno laterale di approfondimento piano posa: Terreno

Spessore terreno laterale: 100

Moltiplicatore resistenza passiva per verifica scorrimento: 0

Coefficiente di attrito Cls-Magrone per verifica scorrimento: 0.7

**46. Caratteristiche del terreno a contatto con il piano di posa della fondazione**

Descrizione	$\gamma$ naturale	$\gamma$ saturo	Angolo Attrito Interno	Angolo Attrito $\delta$	Coesione Efficace	Coesione Non Drenata	Coeff. Adesione
Ammasso roccioso fratturato	0.00156	0.00215	25	0	0.2	0	1

**47. Caratteristiche del terreno di progetto per la capacità portante della fondazione**

Descrizione	$\gamma$ naturale	$\gamma$ saturo	Angolo Attrito Interno	Angolo Attrito $\delta$	Coesione Efficace	Coesione Non Drenata	Coeff. Adesione
Suolo medio nel bulbo di influenza	0.00156	0.00215	25	0	0.2	0	1

**48. Caratteristiche del terreno laterale di approfondimento della fondazione**

Descrizione	$\gamma$ naturale	$\gamma$ saturo	Angolo Attrito Interno	Angolo Attrito $\delta$	Coesione Efficace	Coesione Non Drenata	Coeff. Adesione
Terreno	0.002	0.0022	35	0	0	0	1

**49. Verifiche a slittamento magrone-calcestruzzo****50. Famiglia "Limite ultimo"**

Coefficiente di sicurezza minimo a slittamento cls-magrone 26.19

Comb.	Azione orizz.	Azione vert.	Attrito	Laterale	yR	Rd	Ed	Rd/Ed	Verifica
SLU 1	136	-5614	35	0	1.1	3573	136	26.19	Si
SLU 2	136	-7294	35	0	1.1	4642	136	34.03	Si

**51. Famiglia "Limite ultimo sismico"**

Si stampano le 5 situazioni più gravose per tipo di verifica

Coefficiente di sicurezza minimo a slittamento cls-magrone 284.99

Comb.	Azione orizz.	Azione vert.	Attrito	Laterale	yR	Rd	Ed	Rd/Ed	Verifica
SLV FO 5	13	-5610	35	0	1.1	3570	13	284.99	Si
SLV FO 6	13	-5610	35	0	1.1	3570	13	284.99	Si
SLV FO 7	13	-5610	35	0	1.1	3570	13	284.99	Si
SLV FO 8	13	-5610	35	0	1.1	3570	13	284.99	Si
SLV FO 9	13	-5610	35	0	1.1	3570	13	284.99	Si

**52. Famiglia "Limite ultimo"**

Coefficiente di sicurezza minimo a scorrimento 17.45

Comb.	Azione orizz.	Azione vert.	Cond.	Adesione	Attrito	Laterale	yR	Rd	Ed	Rd/Ed	Verifica
SLU 1	136	-5614	LT	0	25	0	1.1	2380	136	17.45	Si
SLU 2	136	-7294	LT	0	25	0	1.1	3092	136	22.67	Si

**53. Famiglia "Limite ultimo sismico"**

Si stampano le 5 situazioni più gravose per tipo di verifica

Coefficiente di sicurezza minimo a scorrimento 189.85



Comb.	Azione orizz.	Azione vert.	Cond.	Adesione	Attrito	Laterale	$\gamma R$	Rd	Ed	Rd/Ed	Verifica
SLV FO 5	13	-5610	LT	0	25	0	1.1	2378	13	189.85	Si
SLV FO 6	13	-5610	LT	0	25	0	1.1	2378	13	189.85	Si
SLV FO 7	13	-5610	LT	0	25	0	1.1	2378	13	189.85	Si
SLV FO 8	13	-5610	LT	0	25	0	1.1	2378	13	189.85	Si
SLV FO 9	13	-5610	LT	0	25	0	1.1	2378	13	189.85	Si

**54. Verifica di capacità portante****55. Famiglia "Limite ultimo"**

Coefficiente di sicurezza minimo per portanza 11.49

Cmb	Fx	Fy	Fz	Mx	My	B'	L'	Cnd	Coes	Phi	Peso	Ovl	Amax	$\gamma R$	Rd	Ed	Rd/Ed	Note	Verifica
SLU 2	0	136	-7294	-96102	0	114	140	LT	0.2	25	0.00156	0.22	0	2.3	83799	7294	11.49		Si
SLU 1	0	136	-5614	-96102	0	106	140	LT	0.2	25	0.00156	0.22	0	2.3	76107	5614	13.56		Si

**56. Fattori di capacità portante in Famiglia "Limite ultimo"**

N			S			D			I			G			P			E		
Nq	Nc	Ng	Sq	Sc	Sg	Dq	Dc	Dg	Iq	Ic	Ig	Gq	Gc	Gg	Pq	Pc	Pg	Eq	Ec	Eg
10.7	20.7	10.9	1.38	1.42	0.68	1.24	1.31	1	0.99	0.98	0.98	1	1	1	1	1	1	1	1	1
10.7	20.7	10.9	1.35	1.39	0.7	1.24	1.31	1	0.98	0.98	0.97	1	1	1	1	1	1	1	1	1

**57. Famiglia "Limite ultimo sismico"**

Si stampano le 5 situazioni più gravose per tipo di verifica

Coefficiente di sicurezza minimo per portanza 18.56

Cmb	Fx	Fy	Fz	Mx	My	B'	L'	Cnd	Coes	Phi	Peso	Ovl	Amax	$\gamma R$	Rd	Ed	Rd/Ed	Note	Verifica
SLV FO 8	-4	12	-5610	-13229	-3946	135	139	LT	0.2	25	0.00156	0.22	0.04	2.3	104139	5610	18.56		Si
SLV FO 6	-4	-12	-5610	13229	-3946	135	139	LT	0.2	25	0.00156	0.22	0.04	2.3	104139	5610	18.56		Si
SLV FO 5	-4	-12	-5610	13229	-3946	135	139	LT	0.2	25	0.00156	0.22	0.04	2.3	104139	5610	18.56		Si
SLV FO 12	4	12	-5610	-13229	3946	135	139	LT	0.2	25	0.00156	0.22	0.04	2.3	104139	5610	18.56		Si
SLV FO 9	4	-12	-5610	13229	3946	135	139	LT	0.2	25	0.00156	0.22	0.04	2.3	104139	5610	18.56		Si

**58. Fattori di capacità portante in Famiglia "Limite ultimo sismico"**

N			S			D			I			G			P			E		
Nq	Nc	Ng	Sq	Sc	Sg	Dq	Dc	Dg	Iq	Ic	Ig	Gq	Gc	Gg	Pq	Pc	Pg	Eq	Ec	Eg
10.7	20.7	10.9	1.46	1.5	0.61	1.24	1.31	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0.97	0.99	0.97
10.7	20.7	10.9	1.46	1.5	0.61	1.24	1.31	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0.97	0.99	0.97
10.7	20.7	10.9	1.46	1.5	0.61	1.24	1.31	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0.97	0.99	0.97
10.7	20.7	10.9	1.46	1.5	0.61	1.24	1.31	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0.97	0.99	0.97
10.7	20.7	10.9	1.46	1.5	0.61	1.24	1.31	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0.97	0.99	0.97

**59. Verifiche della suola**

Superficie su cui è valutata la pressione del suolo: rettangolare a filo pilastro

Non sono state richieste le verifiche a taglio della suola.

Armatura inferiore in direzione X 4 diam. 12 mm Armatura superiore in direzione X 4 diam. 12 mm

Armatura inferiore in direzione Y 4 diam. 12 mm Armatura superiore in direzione Y 4 diam. 12 mm

**60. Famiglia "Limite ultimo"**

Si stampano le 5 situazioni più gravose per tipo di verifica

Coefficiente di sicurezza minimo a flessione 39.42

Desc.	Tipo sez.	Comb.	M	Mu	Verifica
norm.Y+	filo pil.	SLU 2	40813	1608977	Si
norm.Y+	filo pil.	SLU 1	39728	1608977	Si
norm.Y-	filo pil.	SLU 1	-29226	-1608977	Si
norm.Y-	filo pil.	SLU 2	-28278	-1608977	Si
norm.X+	filo pil.	SLU 2	6267	1617274	Si

**61. Famiglia "Esercizio raro"**Valori limite:  $\sigma$  lim. 149.4 of lim. 3600

Coefficiente di sicurezza minimo per verifica tensioni 1116.65

Desc.	Tipo sez.	Comb.	M	Fessurata	$\sigma C$	$\sigma F$	Verifica
norm.Y+	filo pil.	SLE RA 1	27021	No	-0.1	0.7	Si
norm.Y-	filo pil.	SLE RA 1	-17394	No	-0.1	0.5	Si
norm.X+	filo pil.	SLE RA 1	4813	No	0	0.1	Si
norm.X-	filo pil.	SLE RA 1	4813	No	0	0.1	Si

**62. Famiglia "Esercizio frequente"**

Valori limite di apertura fessure: w lim. 0.04

Coefficiente di sicurezza minimo per apertura fessure 999

Desc.	Tipo sez.	Comb.	M	Fessurata	wd	Verifica
norm.X+	filo pil.	SLE FR 1	4813	No	0	Si
norm.Y+	filo pil.	SLE FR 1	27021	No	0	Si
norm.X-	filo pil.	SLE FR 1	4813	No	0	Si
norm.Y-	filo pil.	SLE FR 1	-17394	No	0	Si

**63. Famiglia "Esercizio quasi permanente"**Valori limite:  $\sigma_c$  lim. 112.1 w lim. 0.03

Coefficiente di sicurezza minimo per verifica tensioni 4792.86

Coefficiente di sicurezza minimo per apertura fessure 999

Desc.	Tipo sez.	Comb.	M	Fessurata	$\sigma_c$	wd	Verifica
norm.Y+	filo pil.	SLE QP 1	4813	No	0	0	Si
norm.Y-	filo pil.	SLE QP 1	4813	No	0	0	Si
norm.X+	filo pil.	SLE QP 1	4813	No	0	0	Si
norm.X-	filo pil.	SLE QP 1	4813	No	0	0	Si

**64. Famiglia "Limite ultimo sismico"**

Si stampano le 5 situazioni più gravose per tipo di verifica

Coefficiente di sicurezza minimo a flessione 160.59

Desc.	Tipo sez.	Comb.	M	Mu	Verifica
norm.Y-	filo pil.	SLV FO 5	9593	1540599	Si
norm.Y-	filo pil.	SLV FO 9	9593	1540599	Si
norm.Y-	filo pil.	SLV FO 10	9593	1540599	Si
norm.Y-	filo pil.	SLV FO 6	9593	1540599	Si
norm.Y+	filo pil.	SLV FO 7	9593	1540599	Si

**65. Verifiche a punzonamento****66. Famiglia "Limite ultimo"****67. Verifiche in adiacenza all'elemento punzonante (perimetro U0)**

Coefficiente di sicurezza minimo 89.88

Comb.	Elemento punzonante	d	Perimetro	Perim. minim.	N	$\beta$	Peso cono	Reazione suolo	VEd,red	VRd,max	Verifica
SLU 2	pilastro	91.3	69	No	-625	3.23	94	138	0.31	28.22	Si
SLU 1	pilastro	91.3	69	No	-484	3.88	94	105	0.29	28.22	Si

**68. Verifiche a distanza  $\leq 2d$  dall'elemento punzonante (perimetro U1)**

Coefficiente di sicurezza minimo 272.91

Comb.	Elem. punz.	d	Offset	Perim. utile	Perim. minim.	N	$\beta$	Peso cono	Reazione suolo	VEd,red	$\rho_l$	VRd	Asw	VRd,cs	Verifica
SLU 1	pilastro	91.3	21.9	223	Si	-484	47.45	634	1077	0.09	0.0004	25.89	0	0	Si
SLU 2	pilastro	91.3	18.3	212	Si	-625	40.28	559	1302	0.1	0.0004	31.07	0	0	Si

**69. Coordinate del perimetro del cono punzonante a distanza 21.9 dal pilastro**

Vert.	x	y															
1	-33	-60	2	33	-60	3	33	0	4	32.3	6.4	5	30.5	12.6	6	27.4	18.3
7	23.3	23.3	8	18.3	27.4	9	12.6	30.5	10	6.4	32.3	11	0	33	12	-6.4	32.3
13	-12.6	30.5	14	-18.3	27.4	15	-23.3	23.3	16	-27.4	18.3	17	-30.5	12.6	18	-32.3	6.4
19	-33	0															

**70. Famiglia "Limite ultimo sismico"****71. Verifiche in adiacenza all'elemento punzonante (perimetro U0)**

Coefficiente di sicurezza minimo 261.76

Comb.	Elemento punzonante	d	Perimetro	Perim. minim.	N	$\beta$	Peso cono	Reazione suolo	VEd,red	VRd,max	Verifica
SLV FO 9	pilastro	91.3	69	No	-480	1.45	94	106	0.11	28.22	Si
SLV FO 7	pilastro	91.3	69	No	-480	1.45	94	106	0.11	28.22	Si
SLV FO 8	pilastro	91.3	69	No	-480	1.45	94	106	0.11	28.22	Si
SLV FO 11	pilastro	91.3	69	No	-480	1.45	94	106	0.11	28.22	Si
SLV FO 12	pilastro	91.3	69	No	-480	1.45	94	106	0.11	28.22	Si

**72. Verifiche a distanza  $\leq 2d$  dall'elemento punzonante (perimetro U1)**

Coefficiente di sicurezza minimo 1646.85

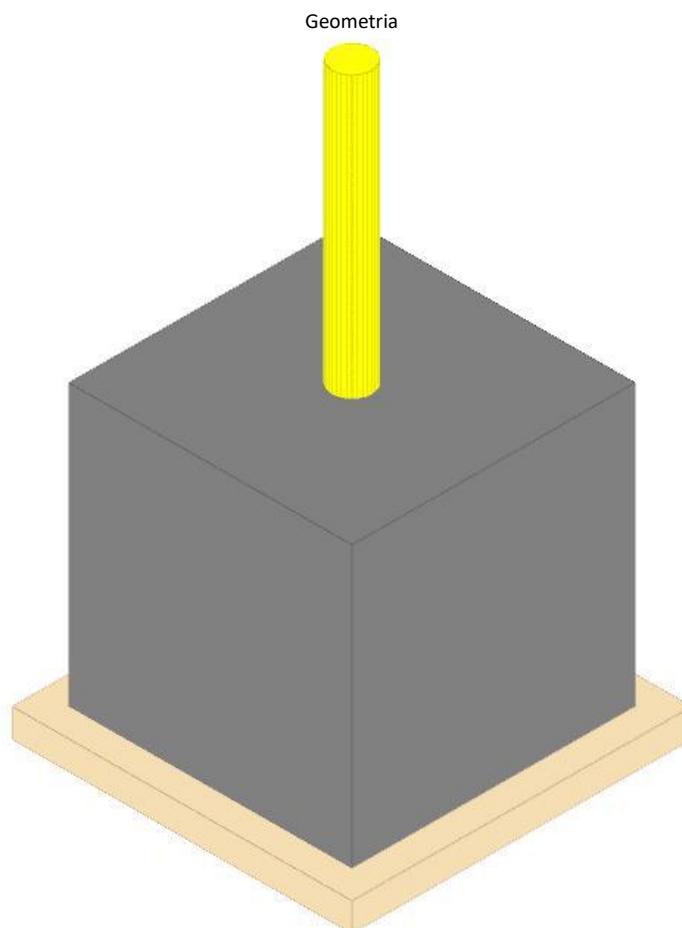
Comb.	Elem. punz.	d	Offset	Perim. utile	Perim. minim.	N	$\beta$	Peso cono	Reazione suolo	VEd,red	$\rho_l$	VRd	Asw	VRd,cs	Verifica
SLV FO 9	pilastro	91.3	7.3	115	No	-480	1.39	170	296	0.05	0.0004	77.66	0	0	Si
SLV FO 7	pilastro	91.3	7.3	115	No	-480	1.39	170	296	0.05	0.0004	77.66	0	0	Si
SLV FO 8	pilastro	91.3	7.3	115	No	-480	1.39	170	296	0.05	0.0004	77.66	0	0	Si
SLV FO 11	pilastro	91.3	7.3	115	No	-480	1.39	170	296	0.05	0.0004	77.66	0	0	Si
SLV FO 12	pilastro	91.3	7.3	115	No	-480	1.39	170	296	0.05	0.0004	77.66	0	0	Si

**73. Coordinate del perimetro del cono punzonante a distanza 7.3 dal pilastro**

Vert.	x	y															
1	18.3	0	2	17.9	3.6	3	16.9	7	4	15.2	10.2	5	12.9	12.9	6	10.2	15.2
7	7	16.9	8	3.6	17.9	9	0	18.3	10	-3.6	17.9	11	-7	16.9	12	-10.2	15.2
13	-12.9	12.9	14	-15.2	10.2	15	-16.9	7	16	-17.9	3.6	17	-18.3	0	18	-17.9	-3.6
19	-16.9	-7	20	-15.2	-10.2	21	-12.9	-12.9	22	-10.2	-15.2	23	-7	-16.9	24	-3.6	-17.9
25	0	-18.3	26	3.6	-17.9	27	7	-16.9	28	10.2	-15.2	29	12.9	-12.9	30	15.2	-10.2
31	16.9	-7	32	17.9	-3.6												

## 19 PLINTO 100x100x100

Verifiche condotte secondo D.M. 17 gennaio 2018



### 74. Caratteristiche dei materiali

Calcestruzzo: C25/30; Resistenza cubica caratteristica Rck: 300

Calcestruzzo per magrone: Magrone; Resistenza cubica caratteristica Rck: 1

Acciaio per armatura: B450C\_1; Fyk: 4500

### 75. Caratteristiche geometriche

**Suola:** dimensione x: 100; dimensione y: 100; spessore: 100

**Magrone:** sbordo: 10; spessore: 10; materiale: Magrone

**Pilastro circolare:** diametro: 13.8

**Copriferro:** suola: 5

### 76. Pressioni raggiunte sul terreno

### 77. Famiglia "Limite ultimo"

Coefficiente di sicurezza minimo 5.88

Comb.	$\sigma_t$ max	$\sigma_t$ min	$\sigma_t$ verifica	Verifica
SLU 2	-0.22	-0.49	-2.87	Si
SLU 1	-0.13	-0.41	-2.87	Si

### 78. Famiglia "Limite ultimo sismico"

Si stampano le 5 situazioni più gravose per tipo di verifica

Coefficiente di sicurezza minimo 10.19

Comb.	$\sigma_t$ max	$\sigma_t$ min	$\sigma_t$ verifica	Verifica
SLV FO 4	-0.26	-0.28	-2.87	Si
SLV FO 3	-0.26	-0.28	-2.87	Si
SLV FO 1	-0.26	-0.28	-2.87	Si
SLV FO 2	-0.26	-0.28	-2.87	Si

Comb.	ot max	ot min	ot verifica	Verifica
SLV FO 13	-0.26	-0.28	-2.87	Si

**79. Verifiche a ribaltamento****80. Famiglia "Equilibrio", Famiglia "Limite ultimo", Famiglia "Limite ultimo sismico"**

Si stampano le 5 situazioni più gravose per tipo di verifica

Coefficiente di sicurezza minimo 3

Comb.	Asse di rotazione					γR	Mr <b>ib</b>	Mst <b>b</b>	c.s.	Verifica
	x1	y1	x2	y2	γ2					
SLU 1	50	50	-50	50	50	1.15	38419	115440	3	Si
SLU 1	50	50	-50	50	50	1.15	38419	115440	3	Si
SLU 2	50	50	-50	50	50	1.15	38419	149889	3.9	Si
SLU 2	50	50	-50	50	50	1.15	38419	149889	3.9	Si
SLV FO 15	50	-50	50	50	50	1.15	2752	115266	41.89	Si

**81. Verifiche geotecniche di scorrimento e capacità portante**

Impronta al suolo: 120x120

Terreno laterale di approfondimento piano posa: Terreno

Spessore terreno laterale: 100

Moltiplicatore resistenza passiva per verifica scorrimento: 0

Coefficiente di attrito Cls-Magrone per verifica scorrimento: 0.7

**82. Caratteristiche del terreno a contatto con il piano di posa della fondazione**

Descrizione	γ naturale	γ saturo	Angolo Attrito Interno	Angolo Attrito δ	Coesione Efficace	Coesione Non Drenata	Coeff. Adesione
Ammasso roccioso fratturato	0.00156	0.00215	25	0	0.2	0	1

**83. Caratteristiche del terreno di progetto per la capacità portante della fondazione**

Descrizione	γ naturale	γ saturo	Angolo Attrito Interno	Angolo Attrito δ	Coesione Efficace	Coesione Non Drenata	Coeff. Adesione
Suolo medio nel bulbo di influenza	0.00156	0.00215	25	0	0.2	0	1

**84. Caratteristiche del terreno laterale di approfondimento della fondazione**

Descrizione	γ naturale	γ saturo	Angolo Attrito Interno	Angolo Attrito δ	Coesione Efficace	Coesione Non Drenata	Coeff. Adesione
Terreno	0.002	0.0022	35	0	0	0	1

**85. Verifiche a slittamento magrone-calcestruzzo****86. Famiglia "Limite ultimo"**

Coefficiente di sicurezza minimo a slittamento cls-magrone 29.69

Comb.	Azione orizz.	Azione vert.	Attrito	Laterale	γR	Rd	Ed	Rd/Ed	Verifica
SLU 1	83	-3895	35	0	1.1	2479	83	29.69	Si
SLU 2	83	-5059	35	0	1.1	3220	83	38.56	Si

**87. Famiglia "Limite ultimo sismico"**

Si stampano le 5 situazioni più gravose per tipo di verifica

Coefficiente di sicurezza minimo a slittamento cls-magrone 700.35

Comb.	Azione orizz.	Azione vert.	Attrito	Laterale	γR	Rd	Ed	Rd/Ed	Verifica
SLV FO 1	4	-3891	35	0	1.1	2476	4	700.35	Si
SLV FO 2	4	-3891	35	0	1.1	2476	4	700.35	Si
SLV FO 3	4	-3891	35	0	1.1	2476	4	700.35	Si
SLV FO 4	4	-3891	35	0	1.1	2476	4	700.35	Si
SLV FO 13	4	-3891	35	0	1.1	2476	4	700.35	Si

**88. Verifica di scorrimento****89. Famiglia "Limite ultimo"**

Coefficiente di sicurezza minimo a scorrimento 19.78

Comb.	Azione orizz.	Azione vert.	Cond.	Adesione	Attrito	Laterale	γR	Rd	Ed	Rd/Ed	Verifica
SLU 1	83	-3895	LT	0	25	0	1.1	1651	83	19.78	Si
SLU 2	83	-5059	LT	0	25	0	1.1	2145	83	25.69	Si

**90. Famiglia "Limite ultimo sismico"**

Si stampano le 5 situazioni più gravose per tipo di verifica

Coefficiente di sicurezza minimo a scorrimento 466.54

Comb.	Azione orizz.	Azione vert.	Cond.	Adesione	Attrito	Laterale	γR	Rd	Ed	Rd/Ed	Verifica
SLV FO 1	4	-3891	LT	0	25	0	1.1	1650	4	466.54	Si
SLV FO 2	4	-3891	LT	0	25	0	1.1	1650	4	466.54	Si
SLV FO 3	4	-3891	LT	0	25	0	1.1	1650	4	466.54	Si
SLV FO 4	4	-3891	LT	0	25	0	1.1	1650	4	466.54	Si
SLV FO 13	4	-3891	LT	0	25	0	1.1	1650	4	466.54	Si

**91. Verifica di capacità portante**

**92. Famiglia "Limite ultimo"**

Coefficiente di sicurezza minimo per portanza 13.75

Cmb	Fx	Fy	Fz	Mx	My	B'	L'	Cnd	Coes	Phi	Peso	Ovl	Amax	yR	Rd	Ed	Rd/Ed	Note	Verifica
SLU 2	0	83	-5059	-39254	0	104	120	LT	0.2	25	0.00156	0.22	0	2.3	69551	5059	13.75		Si
SLU 1	0	83	-3895	-39254	0	100	120	LT	0.2	25	0.00156	0.22	0	2.3	65401	3895	16.79		Si

**93. Fattori di capacità portante in Famiglia "Limite ultimo"**

N			S			D			I			G			P			E		
Nq	Nc	Ng	Sq	Sc	Sg	Dq	Dc	Dg	Iq	Ic	Ig	Gq	Gc	Gg	Pq	Pc	Pg	Eq	Ec	Eg
10.7	20.7	10.9	1.41	1.45	0.65	1.28	1.37	1	0.99	0.99	0.98	1	1	1	1	1	1	1	1	1
10.7	20.7	10.9	1.39	1.43	0.67	1.28	1.37	1	0.99	0.98	0.98	1	1	1	1	1	1	1	1	1

**94. Famiglia "Limite ultimo sismico"**

Si stampano le 5 situazioni più gravose per tipo di verifica

Coefficiente di sicurezza minimo per portanza 20.96

Cmb	Fx	Fy	Fz	Mx	My	B'	L'	Cnd	Coes	Phi	Peso	Ovl	Amax	yR	Rd	Ed	Rd/Ed	Note	Verifica
SLV FO 16	3	1	-3891	-525	2787	119	120	LT	0.2	25	0.00156	0.22	0.04	2.3	81540	3891	20.96		Si
SLV FO 14	3	-1	-3891	525	2787	119	120	LT	0.2	25	0.00156	0.22	0.04	2.3	81540	3891	20.96		Si
SLV FO 13	3	-1	-3891	525	2787	119	120	LT	0.2	25	0.00156	0.22	0.04	2.3	81540	3891	20.96		Si
SLV FO 4	-3	1	-3891	-525	-2787	119	120	LT	0.2	25	0.00156	0.22	0.04	2.3	81540	3891	20.96		Si
SLV FO 3	-3	1	-3891	-525	-2787	119	120	LT	0.2	25	0.00156	0.22	0.04	2.3	81540	3891	20.96		Si

**95. Fattori di capacità portante in Famiglia "Limite ultimo sismico"**

N			S			D			I			G			P			E		
Nq	Nc	Ng	Sq	Sc	Sg	Dq	Dc	Dg	Iq	Ic	Ig	Gq	Gc	Gg	Pq	Pc	Pg	Eq	Ec	Eg
10.7	20.7	10.9	1.46	1.51	0.6	1.28	1.37	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0.97	0.99	0.97
10.7	20.7	10.9	1.46	1.51	0.6	1.28	1.37	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0.97	0.99	0.97
10.7	20.7	10.9	1.46	1.51	0.6	1.28	1.37	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0.97	0.99	0.97
10.7	20.7	10.9	1.46	1.51	0.6	1.28	1.37	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0.97	0.99	0.97
10.7	20.7	10.9	1.46	1.51	0.6	1.28	1.37	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0.97	0.99	0.97

**96. Verifiche della suola**

Superficie su cui è valutata la pressione del suolo: rettangolare a filo pilastro

Non sono state richieste le verifiche a taglio della suola.

Armatura inferiore in direzione X 4 diam. 12 mm Armatura superiore in direzione X 4 diam. 12 mm

Armatura inferiore in direzione Y 4 diam. 12 mm Armatura superiore in direzione Y 4 diam. 12 mm

**97. Famiglia "Limite ultimo"**

Si stampano le 5 situazioni più gravose per tipo di verifica

Coefficiente di sicurezza minimo a flessione 93.77

Desc.	Tipo sez.	Comb.	M	Mu	Verifica
norm.Y+	filo pil.	SLU 2	17092	1602793	Si
norm.Y+	filo pil.	SLU 1	16699	1602793	Si
norm.Y-	filo pil.	SLU 1	-13818	-1602793	Si
norm.Y-	filo pil.	SLU 2	-13425	-1602793	Si
norm.X+	filo pil.	SLU 2	1834	1612165	Si

**98. Famiglia "Esercizio raro"**

Valori limite:  $\sigma$  lim. 149.4 of lim. 3600

Coefficiente di sicurezza minimo per verifica tensioni 2246.9

Desc.	Tipo sez.	Comb.	M	Fessurata	$\sigma C$	$\sigma F$	Verifica
norm.Y+	filo pil.	SLE RA 1	11212	No	-0.1	0.4	Si
norm.Y-	filo pil.	SLE RA 1	-8405	No	0	0.3	Si
norm.X+	filo pil.	SLE RA 1	1404	No	0	0	Si
norm.X-	filo pil.	SLE RA 1	1404	No	0	0	Si

**99. Famiglia "Esercizio frequente"**

Valori limite di apertura fessure: w lim. 0.04

Coefficiente di sicurezza minimo per apertura fessure 999

Desc.	Tipo sez.	Comb.	M	Fessurata	wd	Verifica
norm.X+	filo pil.	SLE FR 1	1404	No	0	Si
norm.Y+	filo pil.	SLE FR 1	11212	No	0	Si
norm.X-	filo pil.	SLE FR 1	1404	No	0	Si
norm.Y-	filo pil.	SLE FR 1	-8405	No	0	Si

**100. Famiglia "Esercizio quasi permanente"**

Valori limite:  $\sigma$  lim. 112.1 w lim. 0.03

Coefficiente di sicurezza minimo per verifica tensioni 13776.24

Coefficiente di sicurezza minimo per apertura fessure 999

Desc.	Tipo sez.	Comb.	M	Fessurata	$\sigma C$	wd	Verifica
norm.Y+	filo pil.	SLE QP 1	1404	No	0	0	Si
norm.Y-	filo pil.	SLE QP 1	1404	No	0	0	Si
norm.X+	filo pil.	SLE QP 1	1404	No	0	0	Si
norm.X-	filo pil.	SLE QP 1	1404	No	0	0	Si

**101. Famiglia "Limite ultimo sismico"**

Si stampano le 5 situazioni più gravose per tipo di verifica

Coefficiente di sicurezza minimo a flessione 624.18

Desc.	Tipo sez.	Comb.	M	Mu	Verifica
norm.X+	filo pil.	SLV FO 13	2496	1558195	Si
norm.X-	filo pil.	SLV FO 2	2496	1558195	Si
norm.X-	filo pil.	SLV FO 3	2496	1558195	Si
norm.X+	filo pil.	SLV FO 14	2496	1558195	Si
norm.X+	filo pil.	SLV FO 16	2496	1558195	Si

**102. Verifiche a punzonamento****103. Famiglia "Limite ultimo"****104. Verifiche in adiacenza all'elemento punzonante (perimetro U0)**

Coefficiente di sicurezza minimo 111.08

Comb.	Elemento punzonante	d	Perimetro	Perim. minim.	N	$\beta$	Peso cono	Reazione suolo	VEd,red	VRd,max	Verifica
SLU 2	pilastro	91.3	43	No	-197	5.16	37	51	0.25	28.22	Si
SLU 1	pilastro	91.3	43	No	-155	6.3	37	39	0.24	28.22	Si

**105. Verifiche a distanza  $\leq 2d$  dall'elemento punzonante (perimetro U1)**

Coefficiente di sicurezza minimo 940.62

Comb.	Elem. punz.	d	Offset	Perim. utile	Perim. minim.	N	$\beta$	Peso cono	Reazione suolo	VEd,red	$\rho_l$	VRd	Asw	VRd,cs	Verifica
SLU 1	pilastro	91.3	7.3	145	Si	-155	19.66	207	307	0.08	0.0005	77.66	0	0	Si
SLU 2	pilastro	91.3	7.3	145	Si	-197	47.92	207	445	0.08	0.0005	77.66	0	0	Si

**106. Coordinate del perimetro del cono punzonante a distanza 7.3 dal pilastro**

Vert.	x	y	Vert.	x	y	Vert.	x	y	Vert.	x	y	Vert.	x	y	Vert.	x	y
1	-14.2	-50	2	14.2	-50	3	14.2	0	4	14	2.8	5	13.2	5.4	6	11.8	7.9
7	10.1	10.1	8	7.9	11.8	9	5.4	13.2	10	2.8	14	11	0	14.2	12	-2.8	14
13	-5.4	13.2	14	-7.9	11.8	15	-10.1	10.1	16	-11.8	7.9	17	-13.2	5.4	18	-14	2.8
19	-14.2	0															

**107. Famiglia "Limite ultimo sismico"****108. Verifiche in adiacenza all'elemento punzonante (perimetro U0)**

Coefficiente di sicurezza minimo 519.36

Comb.	Elemento punzonante	d	Perimetro	Perim. minim.	N	$\beta$	Peso cono	Reazione suolo	VEd,red	VRd,max	Verifica
SLV FO 15	pilastro	91.3	43	No	-151	1.44	37	39	0.05	28.22	Si
SLV FO 2	pilastro	91.3	43	No	-151	1.44	37	39	0.05	28.22	Si
SLV FO 3	pilastro	91.3	43	No	-151	1.44	37	39	0.05	28.22	Si
SLV FO 13	pilastro	91.3	43	No	-151	1.44	37	39	0.05	28.22	Si
SLV FO 1	pilastro	91.3	43	No	-151	1.44	37	39	0.05	28.22	Si

**109. Verifiche a distanza  $\leq 2d$  dall'elemento punzonante (perimetro U1)**

Coefficiente di sicurezza minimo 5640.53

Comb.	Elem. punz.	d	Offset	Perim. utile	Perim. minim.	N	$\beta$	Peso cono	Reazione suolo	VEd,red	$\rho_l$	VRd	Asw	VRd,cs	Verifica
SLV FO 15	pilastro	91.3	3.7	66	No	-151	1.4	60	92	0.03	0.0005	155.33	0	0	Si
SLV FO 2	pilastro	91.3	3.7	66	No	-151	1.4	60	92	0.03	0.0005	155.33	0	0	Si
SLV FO 3	pilastro	91.3	3.7	66	No	-151	1.4	60	92	0.03	0.0005	155.33	0	0	Si
SLV FO 13	pilastro	91.3	3.7	66	No	-151	1.4	60	92	0.03	0.0005	155.33	0	0	Si
SLV FO 1	pilastro	91.3	3.7	66	No	-151	1.4	60	92	0.03	0.0005	155.33	0	0	Si

**110. Coordinate del perimetro del cono punzonante a distanza 3.7 dal pilastro**

Vert.	x	y	Vert.	x	y	Vert.	x	y	Vert.	x	y	Vert.	x	y	Vert.	x	y
1	10.6	0	2	10.4	2.1	3	9.8	4	4	8.8	5.9	5	7.5	7.5	6	5.9	8.8
7	4	9.8	8	2.1	10.4	9	0	10.6	10	-2.1	10.4	11	-4	9.8	12	-5.9	8.8
13	-7.5	7.5	14	-8.8	5.9	15	-9.8	4	16	-10.4	2.1	17	-10.6	0	18	-10.4	-2.1
19	-9.8	-4	20	-8.8	-5.9	21	-7.5	-7.5	22	-5.9	-8.8	23	-4	-9.8	24	-2.1	-10.4
25	0	-10.6	26	2.1	-10.4	27	4	-9.8	28	5.9	-8.8	29	7.5	-7.5	30	8.8	-5.9
31	9.8	-4	32	10.4	-2.1												

## 20 POZZETTI PREFABBRICATI 40X40X40 CM sp: 10 cm

### 20.1 SPINTA MASSIMA AMMISSIBILE SUL POZZETTO

La determinazione del Carico di Rottura di un pozzetto di ispezione del tipo prefabbricato in calcestruzzo armato è data dalla seguente formula:

$$CR = Classe \cdot LN/1000 \text{ in KN/m (1)}$$

dove Classe rappresenta la Classe di resistenza espressa in KN/m<sup>2</sup> ed LN la luce nominale massima in pianta, dimensione interna, espressa in mm.

Nel caso in esame, i pozzetti hanno dimensione in pianta interne pari a 400 x 400 mm. e classe di resistenza pari a 90 KN/m<sup>2</sup>,

Pertanto, applicando la (1) risulta un carico di rottura pari a CR = 36 KN/m.

La spinta laterale massima del terreno agente sul pozzetto è ricavabile dalla seguente espressione:

$$\frac{C_p \cdot C_R}{C_t \cdot L_e} \geq 1,5 \quad (2)$$

- $C_p$  il coefficiente di posa che, nell'ipotesi di sabbia ben costipata vale 2,2 – Fg 2;
- $C_R$  il carico di rottura determinato come sopra;
- $C_t$  spinta laterale massima del terreno;
- $L_e$  lunghezza esterna del pozzetto che, nel caso specifico, vale 0,60 m.

Inserendo i relativi valori, si ottiene una spinta laterale massima del terreno ammissibile sul pozzetto pari a:

$$C_{t_{max}} \leq 60 \text{ KN/m}^2 \approx 6.120 \text{ kg/m}^2$$

La spinta attiva totale agente sulle fiancate del pozzetto vale:

$$S(h) = (K_a \cdot \gamma \cdot h) + (K_a \cdot P_{vc}) \text{ in kg/m}^2 \quad (3)$$

Essendo:

$K_a = \text{tg}^2(45^\circ - \gamma/2)$  il coefficiente di spinta attiva delle terre,

$\gamma_{terr}$  il peso specifico del terreno

$P_{vc}$  il sovraccarico verticale mobile pari a  $P_{vc} = \Phi \cdot P_v$ , dove  $\Phi = 1 + 0,3/H$  è il fattore di carico dinamico per strade ed autostrade (pari all'unità nel caso di carico statico) ed  $H$  profondità rispetto al piano viario. Il valore  $P_v$  è desumibile da formule e grafici forniti dalla normativa – Fg 1; ad esempio, per un convoglio da 45 ton., con tre assi, il sovraccarico delle ruote anteriori e posteriori è pari a 7.500 kg.

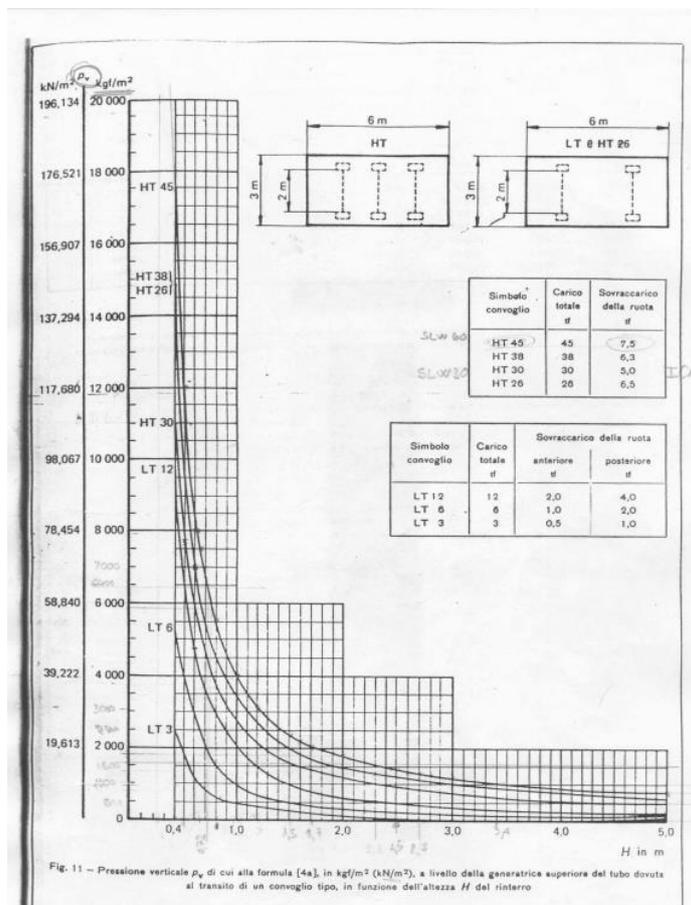


Figura 1 - FIGURA 11 UNI 7517

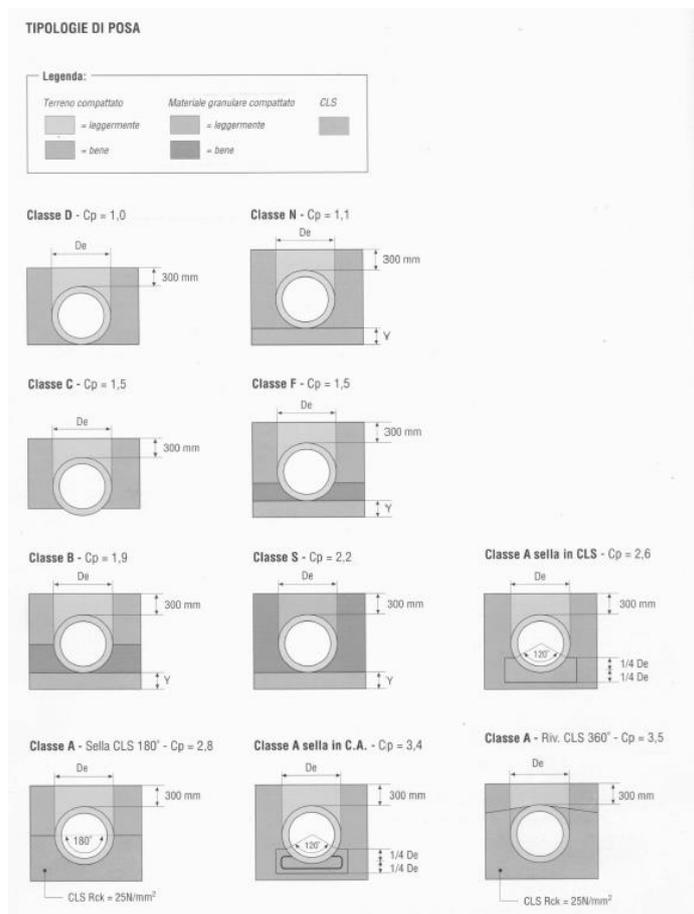


Figura 2 - FIGURA 11 UNI 7517

**20.2 CALCOLO SPINTA ATTIVA MEDIA SULLE FIANCATE DEL POZZETTO**

La spinta attiva a diverse profondità vale:

-in condizioni di carico statico:

$$S(1) = (0,33 \times 1.800 \text{ kg/m}^3 \times 0,7 \text{ m}) + (0,33 \times 7.500 \text{ kg/m}^2) = 2.890 \text{ kg/m}^2$$

$$S(1) = (0,33 \times 1.800 \text{ kg/m}^3 \times 1,5 \text{ m}) + (0,33 \times 7.500 \text{ kg/m}^2) = 2.769 \text{ kg/m}^2$$

I valori di  $\gamma_{terr}$  e  $\gamma$  per il calcolo del coefficiente di spinta attiva sono valori medi ipotizzati. Poiché risulta  $S_{max} < C_r = 6.120 \text{ kg/m}^2$ , la classe di resistenza del pozzetto scelta risulta idonea a sopportare i carichi agenti.



## DICHIARAZIONE

Il sottoscritto Ing. Giulio Madaro nato a Gioia del Colle (BA) il 05 febbraio 1972 iscritto all'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Bari al numero 7159, con studio in Monopoli (BA) in Via Vittorio Veneto n. 297, in qualità di progettista del progetto integrato di sistemi e servizi tecnologici per la città intelligente per il Comune di Molfetta riqualificazione, con la presente dichiarazione

## ASSEVERA

che l'opera strutturale a farsi con il presente progetto è priva di rilevanza per la pubblica incolumità ai fini sismici, in quanto l'intervento ricade in uno dei casi riportati negli elenchi A1 e A2 della Delibera di Giunta Regionale n° 1309 del 03-06-2010 (D.P.R. 06.06.2001 n° 380 e s.m.e. i – DM 14.01.2008 – Norme tecniche per le costruzioni - Disposizioni organizzative in materia di semplificazione amministrativa in merito alle procedure di deposito delle calcolazioni relative a progetti riguardanti "opere minori" e chiarimenti interpretativi, così come confermato nell'art. 20 della legge regionale n. 34 del 23 luglio 2019), ovvero nell'elenco A1, paragrafo 4.3 (Strutture di sostegno per dispositivi di telecomunicazione, illuminazione, segnaletica, stradale quali pali, tralicci e torri faro, isolate e non ancorate agli edifici, aventi altezza massima  $\leq 15$  m).

*Molfetta, Luglio 2022*

*IL PROGETTISTA*

---