

LAVORI DI COMPLETAMENTO CAMPO DI CALCIO IN LOCALITA' PIZZOLUNGO E REALIZZAZIONE DI UNA PISTA PEDONALE



PROGETTO ESECUTIVO (ART. 23 D.LGS. 50/2016) ELABORATI STRUTTURALI

AMMINISTRAZIONE COMMITTENTE

COMUNE DI ROCCARAINOLA
Servizio LL.PP.
Via Roma, 9
80030 Roccarainola (NA)

Il RUP Arch. Rosanna Miele

I PROGETTISTI

Progettista architettonico: Ing. Francesco Falco

Progettista strutturale: Arch. Antonio De Rosa

CONTENUTO ELABORATO

ELABORATI STRUTTURALI RELATIVI ALLE TORRI PORTAFARO:

- Relazione tecnico-illustrativa
- Normativa di calcolo
- Relazione illustrativa sui materiali
- Calcoli strutturali e verifiche

N° ELABORATO

ST.02.1

DATA: Giugno 2018

INDICE

- 1-RELAZIONE TECNICO ILLUSTRATIVA
- 2-NORMATIVA DI CALCOLO
- 3-RELAZIONE ILLUSTRATIVA SUI MATERIALI
- 4-CALCOLO DELLE AZIONI SULLA STRUTTURA
- 5-DIMENSIONAMENTO DELLA TORRE PORTA FARI
- 6-COMBINAZIONI DI CARICO
- 7-VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA
- 8-VERIFICA DI RESISTENZA E STABILITA'
- 9-VERIFICA DEL PLINTO DI FONDAZIONE DELLA TORRE PORTA FARI

1 – RELAZIONE TECNICO ILLUSTRATIVA

La presente relazione di calcolo riguarda la realizzazione di n. 4 torri-faro che saranno installate nell'area del parco pubblico in Via Pizzolungo al fine di illuminare il campo di calcio ivi presente.

Le torri faro, la cui ubicazione è indicata nelle tavole grafiche del Progetto, hanno una altezza fuori terra di 20 metri e sono composte come di seguito:

- Fusto in acciaio zincato di forma tronco-conica, di sezione pari a 620 mm alla base, costituita da due tronchi di spessore variabile;
- Tronco di base affogato nel plinto per una altezza di 1,50 metri;
- Scaletta di risalita con guardacorpo realizzata in profili di acciaio completo di terrazzino di riposo;
- Piattaforma in sommità con parapetti e piani di calpestio in lamiera striata antiscivolo idoneo per l'installazione di proiettori e relativi accessori.

I blocchi di fondazione saranno realizzati in conglomerato cementizio armato con calcestruzzo Rck 30 ed acciaio tipo B450C ed avranno forma quadrata come indicato nell'allegata tavola grafica.

2 NORMATIVA DI CALCOLO

Il calcolo delle opere si è svolto nel rispetto della seguente normativa vigente:

- D.M 17.01.2018 –Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni";
- Circ. Ministero Infrastrutture e Trasporti 2 febbraio 2009, n. 617.

3 RELAZIONE ILLUSTRATIVA SUI MATERIALI

• CALCESTRUZZO PER OPERE DI FONDAZIONE (plinti)

Classe di resistenza C25/30 (R_{ck} 30) conforme al NTC 2018

Resistenza cubica caratteristica a compressione $R_{ck} = 30$ Mpa

Resistenza cilindrica caratteristica a compressione $f_{ck} = 25$ Mpa

Classe di consistenza S4 (UNI EN 206-1 / UNI 11104)

Classe di esposizione XC2 (UNI EN 206-1 / UNI 11104)

Diametro massimo inerte 30 mm

Rapporto a/c max: 0.55

Copriferro minimo: 30 mm

• ACCIAIO PER ARMATURA

Acciaio B450C conforme al D.M. 17/01/2018

L'acciaio per calcestruzzo armato B450C è caratterizzato dai seguenti valori nominali della tensione di snervamento e della tensione a carico massimo da utilizzare nei calcoli:

f_y nom	450 N/mm ²
f_y nom	540 N/mm ²

e deve rispettare i requisiti indicati nella seguente tabella:

Caratteristiche	Requisiti	Frattile (%)
Tensione caratteristica di snervamento f_{yk}	$\geq f_{ynom}$	5.0
Tensione caratteristica a carico massimo f_{tk}	$\geq f_{tnom}$	5.0
$(f_t/f_y)_k$	$\geq 1,15$	10.0
	$< 1,35$	
$(f_y/f_{ynom})_k$	$\leq 1,25$	10.0
Allungamento $(A_{gt})_k$	$\geq 7,5\%$	10.0
Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90° e successivo raddrizzamento senza cricche: $\varnothing < 12$ mm	4 \varnothing	
$12 \leq \varnothing \leq 16$ mm	5 \varnothing	
per $16 \leq \varnothing \leq 25$ mm	8 \varnothing	
per $25 \leq \varnothing \leq 40$ mm	10 \varnothing	

- **ACCIAIO DA CARPENTERIA**

Per la realizzazione di strutture metalliche e di strutture composte si dovranno utilizzare acciai conformi alle norme armonizzate della serie UNI EN 10025 (per i laminati), UNI EN 10210 (per i tubi senza saldatura) e UNI EN 10219-1 (per i tubi saldati), recanti la Marcatura CE.

Acciaio tipo S 235 conforme al D.M. 17/01/2018

Proprietà	Requisito
Limite di snervamento f_y	235 MPa
Limite di rottura f_t	360 MPa
Modulo elastico	$E=210000 \text{ N/mm}^2$
Densità	850 kg/mq

- **PRESCRIZIONI SUI MATERIALI UTILIZZATI PER IL CONFEZIONAMENTO DEL CALCESTRUZZO ARMATO**

Cemento:

Il legante idraulico usato nel confezionamento dell'impasto del calcestruzzo è definito come cemento dalle vigenti normative sarà come d'obbligo composto da silice, calcio e allumina. Esso sarà del tipo 42.5R per tutti i getti previsti.

Tutti i manufatti in c.a. potranno essere eseguiti impiegando unicamente cementi provvisti di attestato di conformità CE che soddisfino i requisiti previsti dalla norma UNI EN 197-1:2006.

Acqua di impasto:

Per la produzione del calcestruzzo dovranno essere impiegate le acque potabili e quelle di riciclo conformi alla UNI EN 1008:2003.

Acciaio per armature:

L'acciaio da cemento armato ordinario comprende:

Barre d'acciaio tipo B450C

Il materiale deve rispondere alle caratteristiche richieste dalle Norme Tecniche per le Costruzioni, D.M.17-01-2018, che specifica le caratteristiche tecniche che devono essere verificate, i metodi di prova, le condizioni di prova e il sistema per l'attestazione di conformità per gli acciai destinati alle costruzioni in cemento armato che ricadono sotto la Direttiva Prodotti CPD (89/106/CE).

L'acciaio deve essere qualificato all'origine, deve portare impresso, come prescritto dalle suddette norme, il marchio indelebile che lo renda costantemente riconoscibile e riconducibile inequivocabilmente allo stabilimento di produzione.

Aggregati:

Gli aggregati utilizzabili, ai fini del confezionamento del calcestruzzo, debbono possedere marcatura CE secondo D.P.R. 246/93 e successivi decreti attuativi. Gli aggregati debbono essere conformi ai requisiti della normativa UNI EN 12620 e UNI 8520-2 con i relativi riferimenti alla destinazione d'uso del calcestruzzo.

La massa volumica media del granulo in condizioni s.s.a. (saturo a superficie asciutta) deve essere pari o superiore a 2300 kg/m³. Gli aggregati dovranno rispettare i requisiti minimi imposti dalla norma UNI 8520 parte 2 relativamente al contenuto di sostanze nocive. In particolare:

il contenuto di solfati solubili in acido (espressi come SO₃ da determinarsi con la procedura prevista dalla UNI-EN 1744-1 punto 12) dovrà risultare inferiore allo 0.2% sulla massa

dell'aggregato indipendentemente se l'aggregato è grosso oppure fine (aggregati con classe di contenuto di solfati AS0,2);
il contenuto totale di zolfo (da determinarsi con UNI-EN 1744-1 punto 11) dovrà risultare inferiore allo 0.1%;
non dovranno contenere forme di silice amorfa alcali-reattiva o in alternativa dovranno evidenziare espansioni su prismi di malta, valutate con la prova accelerata e/o con la prova a lungo termine in accordo alla metodologia prevista dalla UNI 8520-22, inferiori ai valori massimi riportati nel prospetto 6 della UNI 8520 parte 2.

4 CALCOLO DELLE AZIONI SULLA STRUTTURA

Le azioni prese in esame per l'analisi e le verifiche dei manufatti in progetto verranno classificate secondo la variazione della loro intensità nel tempo in:

- *Permanenti* (G): azioni che agiscono durante tutta la vita della costruzione e la loro variazione di intensità nel tempo è così piccola e lenta da poterle considerare con sufficiente approssimazione costanti nel tempo (es. peso proprio della struttura, peso di ciascuna sovrastruttura, forze indotte dalla pressione del terreno - escluse gli effetti di carichi variabili applicati al terreno stesso -, forze risultanti dalla pressione dell'acqua, quando si configurino costanti nel tempo, ecc.);
- *Variabili* (Q): azioni che agiscono sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra di loro (es. carichi di esercizio di breve e lunga durata, azione del vento, ecc.).
- *Sismiche* (E): azioni derivanti dai terremoti.

AZIONI PERMANENTI (G), con valori costanti nel tempo:

- peso proprio della struttura

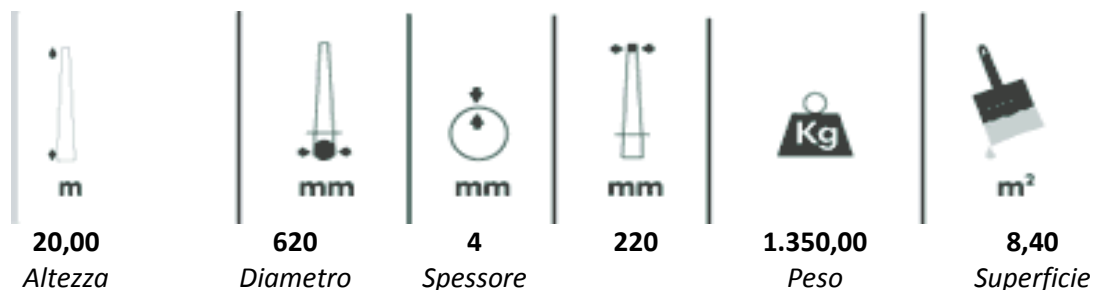
AZIONI VARIABILI (Q), con valori istantanei anche diversi tra loro:

- di breve durata (vento)

AZIONI SISMICHE (E)

a. AZIONI PERMANENTI

CARATTERISTICHE DIMENSIONALI DEL PALO



Peso proprio palo = 1.350 kg

Peso apparecchi d'illuminazione e struttura = 300 kg

Totale carichi fissi = 1.650 kg

5. DIMENSIONAMENTO DELLA TORRE PORTA FARI

H fuori terra = 20,00m

Diametro alla base = 620 mm

Diametro in testa torre = 220mm

Spessore = 4 mm

Peso torre = 1.350 kg

Peso totale blocco proiettori = 300 kg

Peso proprio totale = 1.650 kg

Area esposta Torre

Sup. palo (proiezione nel piano verticale) = 8,40 mq

Sup. blocco proiettori esposta al vento = 2,50 mq

Sup. totale = 10,90 mq



5.1 AZIONE SISMICA

Nei confronti delle azioni sismiche, sia gli Stati limite di esercizio (SLE) che gli Stati limite ultimi (SLU) sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli Stati limite di esercizio (SLE) comprendono:

- **Stato Limite di Operatività (SLO)**: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti in relazione alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;

- **Stato Limite di Danno (SLD)**: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli Stati limite ultimi (SLU) comprendono:

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)**: a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;

- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC)**: a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella successiva tabella:

Stati Limite	P_{VR} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R	
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Nel caso specifico si è proceduto al calcolo dell'azione sismica mediante un'analisi statica lineare; tale analisi consiste all'applicazione di un sistema di forze distribuite lungo l'altezza della struttura assumendo una distribuzione lineare degli spostamenti. La forza sismica da applicare è data dalla formula seguente:

$$F_i = \frac{F_h(z_i \cdot W_i)}{\sum (z_j \cdot W_j)}$$

Dove:

- $F_h = S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda$;
- F_i è la forza da applicare alla massa i -esima;
- W_i e W_j sono i pesi, rispettivamente della massa i e j rispettivamente;
- z_i e z_j sono le altezze dei piani i e j rispetto alle fondazioni;
- $S_d(T_1)$ è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto (pari a 0,159[g]);
- W è il peso complessivo della struttura;
- λ è un coefficiente pari a 1,00 per il caso in esame.

Condizione per utilizzare l'analisi statica lineare è che la struttura soddisfi i seguenti due requisiti:

- è verificato il criterio di regolarità in pianta;
- il periodo fondamentale T_1 della struttura soddisfa la disuguaglianza $T_1 \leq 2,5 T_C$.

Essendo T_C è il periodo corrispondente al punto C dello spettro di risposta elastico ed è funzione della categoria di suolo.

Per strutture fino ad altezza $H < 40$ m il periodo T_1 può essere calcolato con l'espressione:

$$T_1 = C_1 \cdot H^{(3/4)}$$

con C_1 funzione della tipologia e del materiale della struttura:

$C_1 = 0,085$ (acciaio); $0,075$ (calcestruzzo); $0,05$ (altro)

Nel caso in esame $C_1 = 0,085$ per cui si ha: $T_1 = 0,8039$ s ($T_C = 0,486$ s).

Quindi, alla luce delle verifiche sopra riportate, il procedimento lineare è valido in quanto sono rispettate entrambe le condizioni.

L'ordinata dello spettro di risposta corrispondente al periodo di vibrazione $T_1 = 0,8039$ s è:

$$S_d(T) = a_g S_n F_o \left(\frac{T_C}{T} \right) = 0,159 g$$

H fonte luce del palo = 20,00 m

W_1 = peso torre = 1.350 kg

W_2 = peso blocco proiettori = 300 kg

$$F_h = S_d(T) \cdot W \cdot \lambda$$

$$T_{\text{sismica torre}} = 0,159 \cdot 1.350 \cdot 1 = 214,65 \text{ kg}$$

(Taglio alla base del palo dovuto all'azione sismica)

$$T_{\text{sismica blocco proiettori}} = 0,159 \cdot 300 \cdot 1 = 47,70 \text{ kg}$$

(Taglio alla base del palo dovuto all'azione sismica)

Considerando il carico dovuto alla torre applicato a ai (2/3) dell'altezza della struttura, e quello dovuto al blocco proiettori applicato alla testa della torre, si ottiene che il Momento derivante dal sistema di forze orizzontali è pari a:

$$M_{\text{sismica torre}} = T_{\text{sismica torre}} \cdot \frac{2}{3} H = 214,65 \cdot \frac{2}{3} \cdot 20 = 2.862 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

(Momento alla base della torre dovuto all'azione sismica)

$$M_{\text{sismica blocco proiettori}} = T_{\text{sismica blocco proiettori}} \cdot H = 47,70 \cdot 20 = 954 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

(Momento alla base della torre dovuto all'azione sismica)

PARAMETRI AZIONE SISMICA E SPETTRI DI RISPOSTA

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

☒ Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: LATITUDINE:

☐ Ricerca per comune

REGIONE: PROVINCIA: COMUNE:

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

☒ Sito esterno al reticolo

☐ Interpolazione su 3 nodi

☐ Interpolazione corretta

Interpolazione

superficie rigata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE

SLO - $P_{VR} = 81\%$ info

SLD - $P_{VR} = 63\%$ info

Stati limite ultimi - SLU

SLV - $P_{VR} = 10\%$ info

SLC - $P_{VR} = 5\%$ info

Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

Tabella parametri azione

Strategia di progettazione

LEGENDA GRAFICO

---□--- Strategia per costruzioni ordinarie

---■--- Strategia scelta

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato: **SLV** info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo: **B** info

$S_s = 1,200$

$C_c = 1,349$ info

Categoria topografica: **T1** info

$h/H = 0,000$

$S_T = 1,000$ info

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

☐ Spettro di progetto elastico (SLE)

Smorzamento ξ (%): **5**

$\eta = 1,000$ info

☒ Spettro di progetto inelastico (SLU)

Fattore q_0 : **2**

Regol. in altezza: **sì** info

Compon. verticale

Spettro di progetto

Fattore q : **1,5**

$\eta = 0,667$ info

Elaborazioni

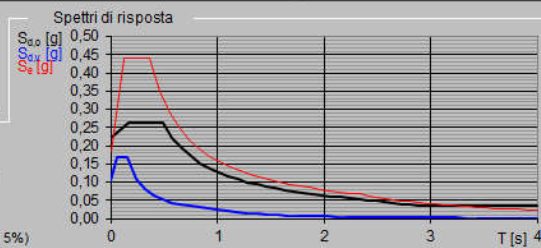
Grafici spettri di risposta

Parametri e punti spettri di risposta

— Spettro di progetto - componente orizzontale

— Spettro di progetto - componente verticale

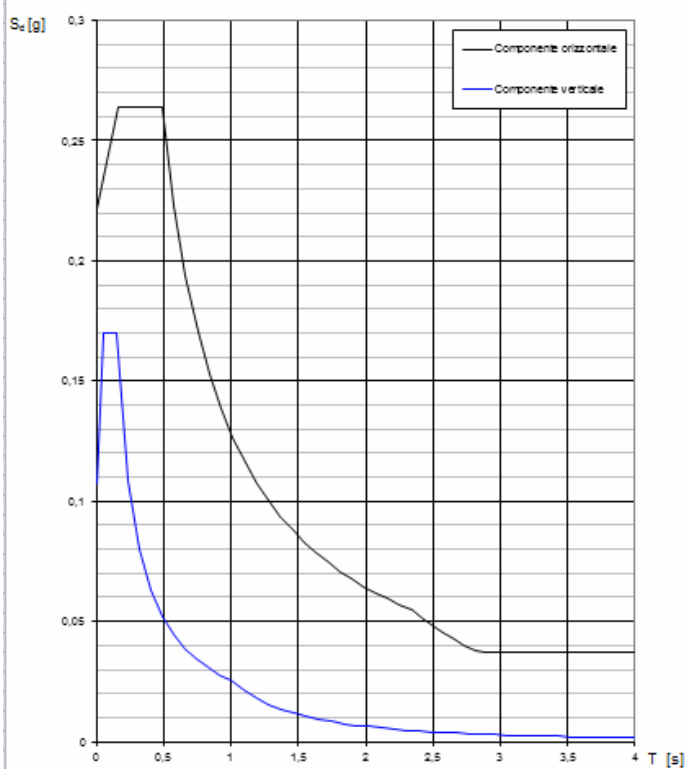
— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)



Valori dei parametri a_g , F_o , T_c^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno Stato Limite

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_c^* [s]
SLO	30	0,052	2,327	0,285
SLD	50	0,068	2,317	0,312
SLV	475	0,185	2,378	0,360
SLC	975	0,234	2,449	0,369

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato lim SLV



SPETTRO SLV

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,185 g
F_o	2,378
T_C	0,360 s
S_S	1,200
C_C	1,349
S_T	1,000
q	2,000

Parametri dipendenti

S	1,200
η	0,500
T_B	0,162 s
T_C	0,486 s
T_D	2,340 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,222
$T_B \leftarrow$	0,162	0,264
$T_C \leftarrow$	0,486	0,264
	0,574	0,223
	0,663	0,194
	0,751	0,171
	0,839	0,153
	0,927	0,138
	1,016	0,126
	1,104	0,116
	1,192	0,108
	1,281	0,100
	1,369	0,094
	1,457	0,088
	1,545	0,083
	1,634	0,079
	1,722	0,075
	1,810	0,071
	1,898	0,068
	1,987	0,065
	2,075	0,062
	2,163	0,059
	2,252	0,057
$T_D \leftarrow$	2,340	0,055
	2,419	0,051
	2,498	0,048
	2,577	0,045
	2,656	0,043
	2,735	0,040
	2,814	0,038
	2,893	0,037
	2,972	0,037
	3,051	0,037
	3,130	0,037
	3,209	
	3,288	0,037
	3,368	0,037
	3,447	0,037
	3,526	0,037
	3,605	0,037
	3,684	0,037
	3,763	0,037
	3,842	0,037
	3,921	0,037
	4,000	0,037

1.1. AZIONE DOVUTA AL VENTO

Le azioni del vento sono state determinate in conformità al §3.3 del DM 17.01.2018 e della Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 2 febbraio 2009 n. 617.

Si precisa che tali azioni hanno valenza significativa in caso di strutture di elevata snellezza e con determinate caratteristiche tipologiche come ad esempio le strutture in acciaio.

Il carico del vento, riferito alla superficie esposta è valutato con la seguente espressione (par. 3.3.4):

$$p = q_b \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d$$

dove:

q_b è la pressione cinetica di riferimento (par. 3.3.6)

C_e è il coefficiente di esposizione (par. 3.3.7)

C_p è il coefficiente di forma o aerodinamico (par. 3.3.10)

C_d è il coefficiente dinamico (par. 3.3.8)

Nel caso in esame i parametri utilizzati per il calcolo del carico del vento sono di seguito riportati:

Provincia del sito: Napoli

Comune: Roccarainola

Altitudine: 80 m

Distanza dalla costa: $D > 30$ Km

Coefficiente di topografia (par. 3.3.7): $C_t = 1,00$

Classe di rugosità del terreno: D Areeprive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole);

Coefficiente dinamico (par. 3.3.8): $C_d = 1,00$

Periodo di ritorno: $T_r = 50$ anni

Velocità di riferimento: $V_b = 27,00$ m/s

Pressione cinetica di riferimento (par. 3.3.6): $q_b = 456,29$ N/mq

Categoria di esposizione del sito (par. 3.3.7): II

Coefficiente di esposizione (par. 3.3.7): $C_e(z) = 2,810$

Caso di studio: Torre Faro

Caratteristiche geometriche:

Altezza della costruzione: $z =$ ininfluente

Superficie parte piena: $S_p = (\text{proiezione palo su piano vert.} + \text{sup. faro}) = 8,40 + 2,50 = 10,90$ mq

Coefficiente di forma o aerodinamico (par. 3.3.10): $C_p = 1$

$$\text{Azione del vento: } p = 1.280,24 \text{ N/mq} = 128,02 \text{ kg/mq}$$

Q_v = Carico ripartito orizzontale dovuto all'azione del vento = 69,77 kg/ml

$T_v = Q_v \cdot H = 69,77 \cdot 20 = 1.395,40 \text{ kg}$ (Taglio alla base del palo dovuto all'azione del vento)
--

$M_{T_v} = Q_v \cdot H^2/2 = 69,77 \cdot 20^2/2 = 13.954 \text{ kg} \cdot \text{m}$ (Momento alla base del palo dovuto all'azione del vento)
--

Condizioni di ventosità



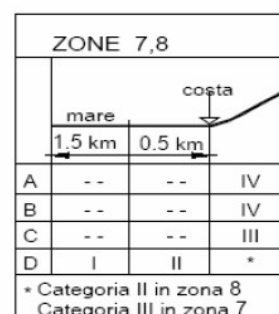
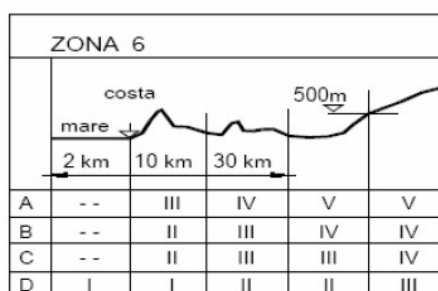
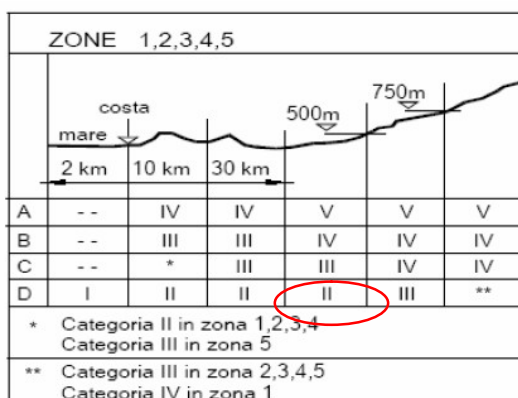
Tabella 3.3.I - Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_a

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,010
2	Emilia Romagna	25	750	0,015
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,020
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,020
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,015
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,020
7	Liguria	28	1000	0,015
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,010
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,020

Tabella 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,...)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affinché una costruzione possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole.



Determinazione della categoria di esposizione al vento

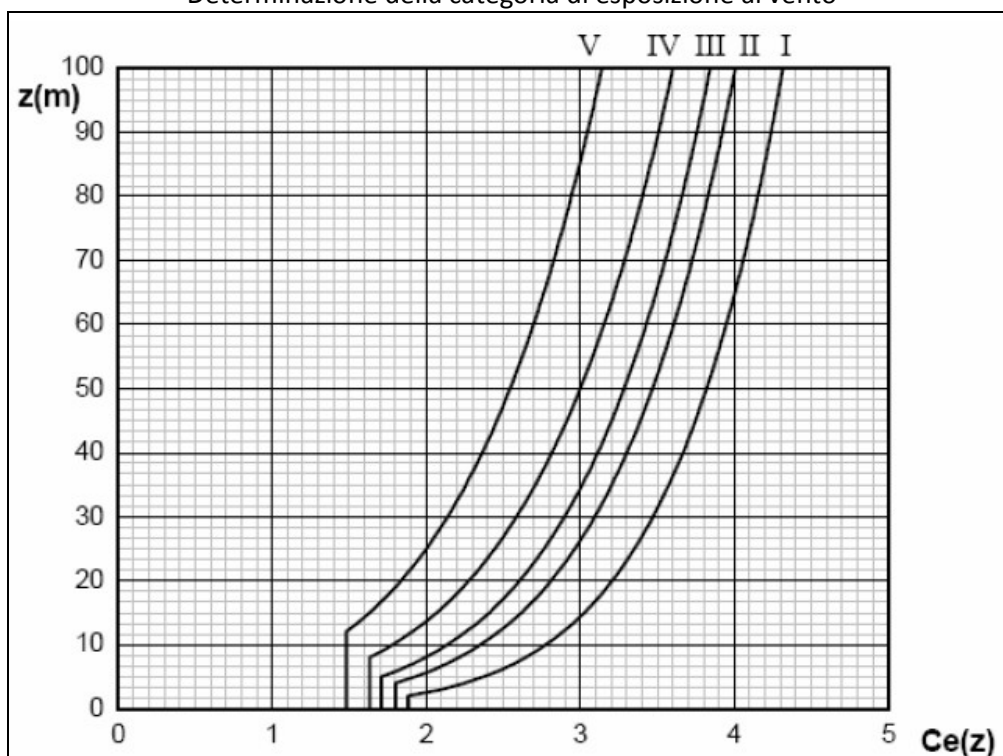


Figura 3.3.3 - Andamento del coefficiente di esposizione c_e con la quota (per $c_t = 1$)

6. COMBINAZIONI DI CARICO

In accordo al § 2.5.3 delle NTC18, ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU) (2.5.1)
- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2 form. 2.5.5)

• Stato Limite Ultimo–Combinazione fondamentale

Per costruzioni civili o industriali di tipo corrente e per le quali non esistano regolamentazioni specifiche, le azioni di calcolo F_d si ottengono combinando le azioni caratteristiche secondo la seguente formula di correlazione (*combinazione fondamentale*):

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

dove:

G_1 rappresenta il valore caratteristico dell'azione permanente dei pesi strutturali;

G_2 rappresenta il valore caratteristico dell'azione da carichi permanenti portati,

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

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

P pretensione e precompressione;

$\gamma_{G1}, \gamma_{G2}, \gamma_Q, \gamma_P$ rappresentano i coefficienti parziali;

γ_{Qi} rappresentano i coefficienti di modello delle azioni;

ψ_{0i} rappresentano i coefficienti di combinazione, da determinarsi sulla base di considerazioni statistiche, per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici.

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{Qj} utilizzati nelle calcolazioni sono dati nelle NTC 2018 Tab. 2.6.I

Stato Limite Ultimo – Combinazione dell'azione sismica con le altre azioni

Le verifiche allo stato limite ultimo (SLU) e allo stato limite di esercizio (SLD), devono essere effettuate per la seguente combinazione della azione sismica con le altre azioni [Norme Tecniche 2018 p.3.2.4].

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \times Q_{k1} + \psi_{22} \times Q_{k2} + \dots$$

dove:

E azione sismica per lo stato limite in esame;

G_1 peso proprio di tutti gli elementi strutturali;

G_2 peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

P = forza di precompressione;

ψ_{2i} coefficiente di combinazione;

Q_{Ki} valore caratteristico della azione variabile;

I valori dei vari coefficienti sono scelti in secondoquanto indicato nella norma. [Norme Tecniche 2018 Tabella 2.5.1].

Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria azione variabile		Coefficiente		
		Ψ_{0I}	Ψ_{1I}	Ψ_{2I}
Categoria	A – Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
	B – Uffici	0,7	0,5	0,3
	C – Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
	D – Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
	E – Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
	F – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
	G – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
	H – Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento		0,6	0,2	0,0
Neve	a quota ≤ 1000 m s.l.m	0,5	0,2	0,0
	a quota > 1000 m s.l.m	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche		0,6	0,5	0,0

Metodo adottato: Stati limite

Normativa adottata: Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 (D.M. 17/01/18)

Tipologie di carico e coefficienti

Nome	Descrizione	Tipo	Tvar	Gamma						ψ_{si}			
				sfav	fav	sfav	fav	sfav	fav	0i	1i	2i	2i sism
G1	Pesi propri elementi strutturali	PP	--	1.30	1.00	1.10	0.90	1.00	1.00	--	--	--	--
G2	Permanente non strutturale	Perm	--	1.50	0.80	1.50	0.80	1.30	0.80	--	--	--	--
Qve	Var. Vento	Var	Ven	1.50	0.80	1.50	0.00	1.30	0.00	0.60	0.20	0.00	0.00
Ex	Sisma direzione X1	Ex	--	--	--	--	--	--	--	--	--	0,00	--
Ey	Sisma direzione Y1	Ey	--	--	--	--	--	--	--	--	--	0,00	--

Condizioni di carico indipendenti (Casi di carico).

Att: condizione attiva nel calcolo delle combinazioni in automatico.

F/S: applica i coeff. Gamma sfavorevole e sfavorevole nel calcolo delle combinazioni in automatico.

+/-: applica il cambio di segno al coeff. Gamma nel calcolo delle combinazioni in automatico.

N.ro	Nome	Tipologia	Descrizione	Att	F/S	+/-
1	PP	G1		X	X	-
2	VENTO	Qve		X	X	-
3	SISMA	Ex		X	-	X

Combinazioni di carico – Coefficienti.

Ogni colonna (esclusa la prima con le diciture) rappresenta una combinazione di carico.

Combinazioni SLU: 5						
Combinaz. ->	1	2	3	4	5	
PP	1.00	1.30	1.30	1.00	1.00	
VENTO	0	1.50	0	1.50	0	
SISMA	1.00	0	0	0	0	

Combinazioni SLE Frequenti: 2		
Combinaz. ->	1	2
PP	1.00	1.00
VENTO	0.20	0

RIEPILOGO DELLE AZIONI AGENTI SULLA STRUTTURA

<i>Tipologia di carico</i>	<i>N (kg)</i>	<i>T (kg)</i>	<i>M (kg*m)</i>
Peso proprio	1.650	--	--
Azione del vento	--	1.395,40	13.954
Azione del sisma	--	262,35	3.816

Nelle calcolazioni si sono utilizzati i seguenti coefficienti:

- *Combinazione di carico fondamentale per SLU:*

$$\gamma_{G1} * G_1 + \gamma_{Q1} * Q_{k1}$$

con:

$$\gamma_{G1} = 1,30$$

$$\gamma_{Q1} = 1,50$$

$$N = 1,30 * 1.650,00 = 2.145,00 \text{ kg (P.P.)}$$

$$T = 1,50 * 1.395,40 = 2.093,10 \text{ kg (Vento)}$$

$$M = 1,50 * 13.954,00 = 20.931,00 \text{ kg*m (Vento)}$$

- *Combinazione di carico sismica per SLU:*

$$E + G_1 + \psi_{21} * Q_{k1}$$

con:

$$\psi_{21} = 0$$

$$N = 1.650 \text{ kg (P.P.)}$$

$$T = 262,35 \text{ kg (sisma)}$$

$$M = 3.816 \text{ kg*m (sisma)}$$

7. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

La misura della sicurezza è stata valutata attraverso il “metodo dei coefficienti parziali” di sicurezza espresso dalla equazione formale:

$$R_d \geq E_d$$

in cui

R_d = resistenza di progetto della struttura; valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali e ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate;

E_d = effetto delle azioni di progetto, valutato in base ai valori di progetto $F_{d,i} = F_{k,i} \cdot \gamma_f$, il coefficiente parziale di sicurezza come riportato nel § 2.5.3 o direttamente $E_{d,i} = E_{k,i} \cdot \gamma_e$

La vita nominale VN di progetto delle opere in esame, inteso come periodo di tempo nel quale le strutture, purché soggette a manutenzione ordinaria, devono poter essere utilizzate per lo scopo al quale sono state destinate, è stata convenzionalmente ipotizzata in 50 anni.

Le verifiche vengono eseguite nei riguardi degli stati limite ultimi, mediante il metodo dei coefficienti parziali di sicurezza sulle azioni e sulle resistenze secondo quanto riportato nel D.M. 17/01/2018.

CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE

Trattasi di una sezione circolare **CLASSE 4** essendo il rapporto $d/t > 90 \varepsilon^2$

VALORI DI RESISTENZA ALLO STATO LIMITE ULTIMO DELLA SEZIONE

• Resistenza a compressione pura	$N_{c,Rd} = 1.732,29 \text{ [KN]}$
• Resistenza a Taglio puro	$V_{c,Rd} = 637,03 \text{ [KN]}$
• Resistenza a flessione	$M_{cy,Rd} = 265,10 \text{ [KNm]}$
• Resistenza nei confronti dell'instabilità flessionale	$N_{by,Rd} = 475,16 \text{ [KN]}$

8. VERIFICA DI RESISTENZA E STABILITÀ

Tipo di acciaio utilizzato S 235

Coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di resistenza	γ_{M0}	1,05 [-]
Coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di stabilità	γ_{M1}	1,05 [-]
Coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di rottura	γ_{M2}	1,25 [-]

CARATTERISTICHE DEL PROFILO

Sezione trasversale del tubolare		1
Diametro esterno del profilo tubolare (UTENTE)	d_{ext}	620,00 [mm]
Spessore del profilo tubolare (UTENTE)	t	4,00 [mm]
Diametro esterno del profilo tubolare utilizzato nelle verifiche		620,00 [mm]
Spessore del profilo tubolare utilizzato nelle verifiche		4,00 [mm]

GEOMETRIA DELLA MEMBRATURA

Lunghezza geometrica della membratura	L	20,00 [m]
Coefficiente di lunghezza di libera inflessione attorno all'asse y - y	β_y	2,00 [-]
Coefficiente di lunghezza di libera inflessione attorno all'asse z - z	β_z	2,00 [-]
Lunghezza di libera inflessione attorno all'asse y - y	$L_{cr,y}$	40.000,00 [mm]
Lunghezza di libera inflessione attorno all'asse z - z	$L_{cr,z}$	40.000,00 [mm]

Coefficienti di momento equivalente

Nota: l'utente deve inserire i valori C_{my} , C_{mz} con riferimento al prospetto B.3 - EN 1993 - 1 - 1: 2010, tenendo presente che utilizzando $C_{my} = C_{mz} = 1.00$ la verifica sarà sempre "cautelativa".

Coefficienti di momento equivalente

Coefficiente di momento equivalente per flessione attorno all'asse y - y	C_{my}	1,000 [-]
Coefficiente di momento equivalente per flessione attorno all'asse z - z	C_{mz}	1,000 [-]

Valore di snervamento dell'acciaio del profilo	f_{yk}	235 [N/mm ²]
Valore di rottura dell'acciaio del profilo	f_{uk}	360 [N/mm ²]
Modulo di elasticità dell'acciaio del profilo	E	210.000 [N/mm ²]
Modulo di elasticità tangenziale dell'acciaio del profilo	G	80.769 [N/mm ²]
Coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di resistenza	γ_{M0}	1,05 [-]
Coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di stabilità	γ_{M1}	1,05 [-]
Coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di rottura	γ_{M2}	1,25 [-]

CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL PROFILO

Diametro esterno del profilo tubolare	d_{ext}	620,00 [mm]
Spessore del profilo tubolare	t	4,00 [mm]
Diametro interno	d_{int}	612,00 [mm]
Raggio esterno	r_{ext}	310,00 [mm]
Raggio interno	r_{int}	306,00 [mm]
Area della sezione trasversale	A	7.740,00 [mm ²]
Momento d'inerzia della sezione trasversale attorno all'asse forte	I_y	36,718 E+07 [mm ⁴]
Modulo di resistenza elastico attorno all'asse forte	$W_{el,y}$	1,185 E+06 [mm ³]
Raggio d'inerzia attorno all'asse forte	i_y	217,81 [mm]

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE NELLA SEZIONE DI VERIFICA

Forza normale (positiva se di compressione)	N_{Ed}	16,50 [kN]
Forza di taglio agente in direzione X / Y	$V_{z,Ed}$	20,93 [kN]
Momento flettente attorno all'asse maggiore di inerzia	$M_{y,Ed}$	209,31 [kNm]

Classificazione della sezione trasversale di verifica

Coefficiente ε	ε	1,000 [-]
Rapporto tra diametro esterno e spessore	ρ	155,00 [-]
Rapporto limite per la classe 1	ρ_1	50,000 [-]
Rapporto limite per la classe 2	ρ_2	70,000 [-]
Rapporto limite per la classe 3	ρ_3	90,000 [-]

Classificazione della sezione trasversale

CL	4
-----------	----------

La sezione ricade in classe 4

Dal confronto tra le azioni di progetto ed i valori di resistenza allo SLU le verifiche risultano tutte positive

9. VERIFICA DEL PLINTO DI FONDAZIONE DELLA TORRE PORTA FARI

RELAZIONE DI CALCOLO DEL PLINTO DI FONDAZIONE

Sono illustrati con la presente i risultati dei calcoli che riguardano il progetto delle armature, le verifiche di resistenza degli elementi e le verifiche di portanza relativi ad una fondazione realizzata su plinti.

• **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

I calcoli sono condotti nel pieno rispetto della normativa vigente e, in particolare, la normativa cui viene fatto riferimento nelle fasi di calcolo, verifica e progettazione è costituita dalle *Norme Tecniche per le Costruzioni*, emanate con il D.M. 17/01/2018, nonché la Circolare del Ministero Infrastrutture e Trasporti del 2 Febbraio 2009, n. 617 “*Istruzioni per l'applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni*”.

Gli scarichi utilizzati per la verifica delle fondazioni sono calcolati tenendo conto del principio di gerarchia delle resistenze, secondo quanto prevede la norma al punto 7.2.5.

• **CODIFICA TIPOLOGIE**

<i>CODICE</i>	<i>TIPOLOGIA</i>
13	Rettangolare diretto

• **CALCOLO PLINTI RETTANGOLARI DIRETTI**

I plinti rettangolari diretti sono ipotizzati a comportamento perfettamente rigido per quanto riguarda il calcolo delle pressioni di contatto con il terreno, che quindi hanno un andamento linearmente variabile. Il terreno è simulato come una superficie reagente in maniera elastica lineare a compressione (modello di *Winkler*) e non reagente a trazione. La distribuzione e l'entità degli sforzi sul terreno \bar{S} quindi funzione dell'eccentricità risultante di tutti gli sforzi che scaricano in fondazione, compreso il peso proprio del plinto.

Il calcolo dell'armatura del plinto è svolto con procedure semplificate, sufficientemente valide in quanto i plinti di fondazione sono abbastanza tozzi da potere ricondurre il comportamento a piastra a quello di quattro mensole indipendenti incastrate al piede del pilastro, essendo tale schema in vantaggio di sicurezza rispetto a quello più esatto di piastra.

L'armatura del grigliato di base è ottenuta dal calcolo a flessione semplice delle singole mensole, caricate dalla pressione del terreno che scaturisce dalla combinazione di carico più gravosa.

La verifica a taglio viene effettuata sempre sulle stesse mensole, su una sezione di riferimento distante dal filo del pilastro di un tratto pari alla metà dell'altezza massima del plinto. La soddisfazione di tale verifica implica automaticamente la soddisfazione della verifica a punzonamento.

Se la lunghezza della mensola di verifica è inferiore a 1,5 volte l'altezza massima del plinto, essa si suppone sufficientemente tozza da non richiedere alcuna verifica a taglio, mentre la verifica dell'armatura di base viene effettuata con lo schema semplificato di puntone e tirante.

LEGENDA DELLE ABBREVIAZIONI

• TIPOLOGIE PLINTI DIRETTI

Tipologia	: Numero che identifica le caratteristiche generali del plinto: forma e numero di eventuali pali
Tipo	: Numero di archivio di un particolare plinto appartenente ad una certa tipologia
Dim.A	: Dimensione dell'impronta del plinto lungo la direzione Y del sistema di riferimento locale
Dim.B	: Dimensione dell'impronta del plinto lungo la direzione X del sistema di riferimento locale
Dim.b	: Dimensione lungo la direzione X del riferimento locale, della sagoma superiore orizzontale del plinto
Dim.a	: Dimensione lungo la direzione Y del riferimento locale, della sagoma superiore orizzontale del plinto
H min	: Altezza minima del plinto con rastremazione
H max	: Altezza massima del plinto
Magr.	: Spessore e sporgenza del magrone di base
Bicc.	: Numero di archivio dell'eventuale innesto a bicchiere

• COORDINATE FILI FISSI

Filo	: Numero del filo fisso
Ascissa	: Ascissa
Ordinata	: Ordinata

• GEOMETRIA PLINTI

Filo	: Filo fisso di riferimento
Quota	: Altezza del piano di posa del plinto
Tipolog	: Tipologia del plinto (vedi relazione generale).
Tipo	: Numero di archivio del tipo relativo alla tipologia assegnata
Ecc.X	: Eccentricità misurata lungo la direzione X del sistema di riferimento locale del plinto, del centro del rettangolo massimo di ingombro della sezione del pilastro, rispetto al baricentro della sezione di impronta del plinto
Ecc.Y	: Eccentricità misurata lungo la direzione Y del sistema di riferimento locale del plinto, del centro del rettangolo massimo di ingombro della sezione del pilastro, rispetto al baricentro della sezione di impronta del

plinto

- Rotaz.** : Rotazione degli assi di riferimento locali del plinto rispetto a quelli della sezione del pilastro, positiva se in senso orario
- Zona** : Numero della zona di terreno con particolare stratigrafia su cui è posizionato il plinto

• SCARICHI IN FONDAZIONE

- Filo** : Numero del filo fisso
- Quota** : Quota alla quale si trova il plinto
- Condizione di Carico** : Descrizione della condizione di carico alla quale si riferiscono gli scarichi
- N** : Carico verticale, positivo se rivolto verso il basso
- M_x** : Momento flettente con asse vettore parallelo all'asse X del sistema di riferimento globale
- M_y** : Momento flettente con asse vettore parallelo all'asse Y del sistema di riferimento globale
- T_x** : Componente lungo la direzione dell'asse X del sistema di riferimento globale del carico orizzontale
- T_y** : Componente lungo la direzione dell'asse Y del sistema di riferimento globale del carico orizzontale
- M_t** : Momento con asse vettore parallelo all'asse Z del sistema di riferimento globale

II VERIFICHE PLINTI

- Filo N.** : Filo fisso di riferimento
- Dir** : Direzione dell'asse delle mensole teoriche di calcolo
- Cmbfle** : Combinazione di carico più gravosa a flessione
- Msdu** : Momento flettente di calcolo della sezione d'attacco della mensola
- A_f** : Area dell'armatura inferiore
- A_{f'}** : Area dell'armatura superiore
- Mrdu** : Momento flettente resistente ultimo
- Cmbtag** : Combinazione di carico più gravosa a taglio. La eventuale assenza di tale valore e di quelli seguenti indica che non è stata effettuata la verifica a taglio poiché il plinto si considera tozzo
- Vsdu** : Sforzo di taglio di calcolo della sezione di riferimento per la verifica
- Vrdu** : Taglio resistente ultimo di calcolo per il meccanismo resistente affidato al calcestruzzo
- At** : Area dei ferri piegati necessari ad assorbire lo sforzo di taglio
- st** : Tensione massima di contatto con il terreno (dato presente solo per i plinti diretti)
- Verifica** : Indicazione soddisfacimento delle verifiche di resistenza
- Cmbgli** : Combinazione di carico più gravosa a slittamento. Un valore maggiore di

100 indica una combinazione del tipo A2

F sli	: Carico orizzontale complessivo agente alla base del plinto
N vert	: Carico verticale complessivo agente alla base del plinto
F res	: Sforzo massimo resistente allo slittamento
Coeffsli	: Coefficiente di sicurezza minimo allo slittamento

- **VERIFICHE STATI LIMITE DI ESERCIZIO PLINTI**

Filo N.	: Filo fisso di riferimento
Tipo Comb	: Tipo di combinazione di carico
Dir	: Direzione dell'asse delle mensole teoriche di calcolo
Cmbese	: Combinazione di carico più gravosa, tra quelle del tipo considerato
M	: Momento flettente di calcolo della sezione d'attacco della mensola
Dist.	: Distanza media tra le fessure in condizioni di esercizio
W ese	: Ampiezza media delle fessure in condizioni di esercizio
W max	: Ampiezza massima limite tra le fessure
σ_c	: Tensione massima nel calcestruzzo in condizioni di esercizio
$\sigma_c \text{ max}$: Tensione massima limite nel calcestruzzo
σ_f	: Tensione massima nell'acciaio in condizioni di esercizio
$\sigma_f \text{ max}$: Tensione massima limite nell'acciaio
Verifica	: Indicazione soddisfacimento delle verifiche

DATI GENERALI DI CALCOLO			
CRITERI DI CALCOLO PLINTI			
Copriferro minimo netto delle armature		5,0 cm	
Percentuale minima di armatura in zona tesa		0,05 %	
Tipo di superficie interna del bicchiere		RUVIDA	
VERIFICHE EFFETTUATE CON IL METODO		DEGLI EUROCODICI	
COEFFICIENTI PARZIALI GEOTECNICA			
	TABELLA M1	TABELLA M2	
Tangente Resist. Taglio	1,00	1,25	
Peso Specifico	1,00	1,00	
Coesione Efficace (c'k)	1,00	1,25	
Resist. a taglio NON drenata (cuk)	1,00	1,40	
Tipo Approccio		Combinazione Unica: (A1+M1+R3)	
Tipo di fondazione		Superficiale	
	COEFFICIENTE R1	COEFFICIENTE R2	COEFFICIENTE R3
Capacita' Portante			2,30
Scorrimento			1,10
Resist. alla Base			1,35
Resist. Lat. a Compr.			1,15
Resist. Lat. a Traz.			1,25
Carichi Trasversali			1,30

CARATTERISTICHE MATERIALI			
CARATTERISTICHE DEL CEMENTO ARMATO			
Classe Calcestruzzo	C25/30	Classe Acciaio	B450C
Modulo Elastico CLS	314758 kg/cmq	Modulo Elastico Acc	2100000 kg/cmq
Coeff. di Poisson	0,2	Tipo Armatura	POCO SENSIBILI
Resist.Car. CLS 'fck'	250,0 kg/cmq	Tipo Ambiente	ORDINAR. XC2/XC3
Resist. Calcolo 'fcd'	141,0 kg/cmq	Resist.Car.Acc 'fyk'	4500,0 kg/cmq
Tens. Max. CLS 'rcd'	141,0 kg/cmq	Tens. Rott.Acc 'ftk'	4500,0 kg/cmq
Def.Lim.El. CLS 'eco'	0,20 %	Resist. Calcolo'fyd'	3913,0 kg/cmq
Def.Lim.Ult CLS 'ecu'	0,35 %	Def.Lim.Ult.Acc'eyu'	1,00 %
Fessura Max.Comb.Rare	mm	Sigma CLS Comb.Rare	150,0 kg/cmq
Fessura Max.Comb.Perm	0,3 mm	Sigma CLS Comb.Perm	112,0 kg/cmq
Fessura Max.Comb.Freq	0,4 mm	Sigma AccComb.Rare	3600,0 kg/cmq
Peso Spec.CLS Armato	2500 kg/mc	Peso Spec.CLS Magro	2400 kg/mc

ARCHIVIO PLINTI DIRETTI								
PLINTI RETTANGOLARI DIRETTI								
Tipologia	Tipo	Dim.A	Dim.B	Dim.b	Dim.a	H min./ H max	Magr.	Bicc.
N.ro	N.ro	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	N.ro
13	1	300	300	0	0	190	10	0

CARATTERISTICHE STRATIGRAFICHE													
STRATO SUPERFICIALE							COLONNA STRATIGRAFICA						
Crit. N.ro	Affond. (m)	Ricopr. (m)	Falda m	Fi Grd	Ades. Kg/cm ²	Strato N.ro	Descrizione	Spess. m	Fi Grd	Fi' Grd	C' Kg/cm ²	Cu kg/cm ²	Peso kg/mc
2	2,00	0,10	25,00	15,0	0,00	1	Terr vegetale	0,8	25,0	15,0	0,00	0,00	1400
							Dep Piroclastico	2,0	30,0	20,0	0,00	0,00	1480
							Sabbie deb limose	0,9	30,0	20,0	0,00	0,00	1480
							Dep alluvionale	2,1	30,0	20,0	0,00	0,00	1500
							Dep piroclastici sci	1,5	34,0	20,0	0,00	0,00	1564
							Banco Tufaceo	10,0	40,0	25,0	0,00	0,00	1400

COORDINATE E TIPOLOGIA FILI FISSI						
Filo N.ro	Ascissa m	Ordinata m		Filo N.ro	Ascissa m	Ordinata m
1	2,00	2,00		2	1,25	2,00
3	2,75	2,00				

DATI DI INPUT PLINTI							
GEOMETRIA PLINTI							
Filo N.ro	Quota (m)	Tipolog N.ro	Tipo N.ro	Ecc.X (cm)	Ecc.Y (cm)	Rotaz. (grd)	Zona N.ro
1	0,00	13	1	0	0	0	2

COMBINAZIONI CARICHI - S.L.U. - A1				
DESCRIZIONI		1	2	3
Peso Strutturale		1,30	1,30	1,00
Vento		0,00	1,50	0,00
Sisma		0,00	0,00	1,00

COMBINAZIONI CARICHI - S.L.V. - A2				
DESCRIZIONI		1	2	3
Peso Strutturale		1,30	1,30	1,00
Vento		0,00	1,50	0,00
Sisma		0,00	0,00	1,00

COMBINAZIONI RARE - S.L.E.		
DESCRIZIONI		1
Peso Strutturale		1,00
Vento		1,00
Sisma		0,00

COMBINAZIONI FREQUENTI - S.L.E.		
DESCRIZIONI		1
Peso Strutturale		1,00
Vento		1,00
Sisma		0,00

COMBINAZIONI PERMANENTI - S.L.E.		
DESCRIZIONI		1
Peso Strutturale		1,00
Vento		1,00

COMBINAZIONI PERMANENTI - S.L.E.		
DESCRIZIONI		1
Sisma		0,00

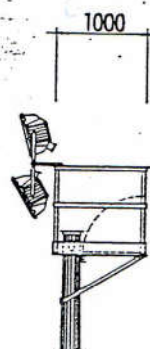
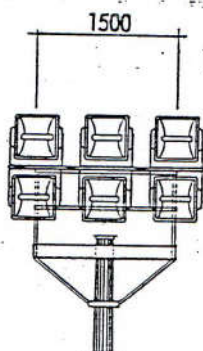
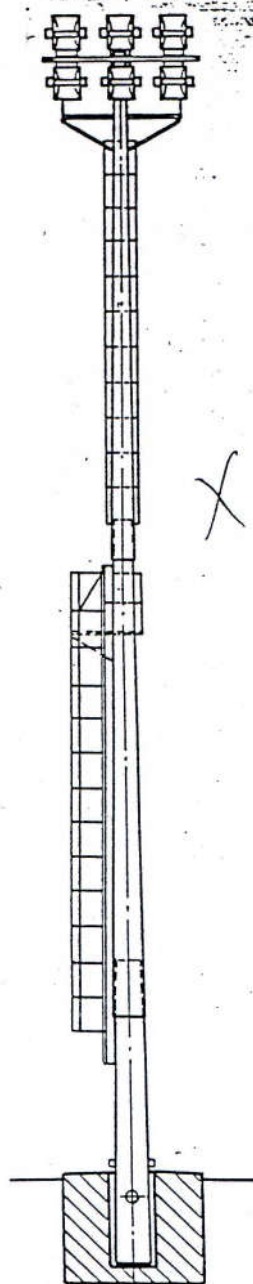
SCARICHI SUI PLINTI								
SCARICHI IN FONDAZIONE								
Filo N.ro	Quota (m)	Condizione di Carico	N (Kg)	Mx (Kgm)	My (Kgm)	Tx (Kg)	Ty (Kg)	Mt (Kgm)
1	0,00	PESO PROPRIO	1650	0	0	0	0	0
		Vento	0	13954	0	1395	0	0
		Sisma	0	3816	0	262	0	0

VERIFICHE PLINTI DIRETTI												
PLINTI RETTANGOLARI DIRETTI												
Filo N.	Dir	Cmb fle	Msdu Kgm	Af cmq	Af' cmq	Mrdu kgm	Cmb tag	Vsdu Kg	Vrdu Kg	At cmq	σ_t Kg/cmq	Verifica
1	X	2	16569	28,5	0,1	203636					1,05	OK
	Y	2	16569	28,5	1,2	203636						

VERIFICHE PLINTI DIRETTI						
VERIFICA A SLITTAMENTO						
Filo N.	Cmb sli	F sli Kg	N vert Kg	F res Kg	Coeff sli	Verifica
1	2	2093	57720	14060	6,72	ok

VERIFICHE PLINTI DIRETTI												
STATI LIMITE DI ESERCIZIO PLINTI												
Filo N.	Tipo Comb	Dir	Cmb ese	M Kgm	Dist. cm	W ese mm	W max mm	σ_c Kg/cmq	σ_c max Kg/cmq	σ_f Kg/cmq	σ_f max Kg/cmq	Verifica
1	Rara X		1	1772				0,4	150,0	29	3600	OK
	Rara Y		1	6575				1,3	150,0	108	3600	OK
	Freq X		1	1772	25	0,01	0,40					OK
	Freq Y		1	6575	25	0,02	0,40					OK
	Perm X		1	1772	25	0,01	0,30	0,4	112,0			OK
	Perm Y		1	6575	25	0,02	0,30	1,3	112,0			OK

TORRI PORTAFARO A PIATTAFORMA FISSA:



PS 15

CODICE CODE	BARICENTRO PROIETTORI HIGH OF LIGHTING BARYCENTER m.	SUPERFICIE PROIETTORI FLOODLIGHTS SURFACE mq. / Sq. m.	ZONA DI INSTALLAZIONE INSTALLATION ZONE	DIAMETRO DI BASE BASE DIAMETER mm.	IN FONDAZIONE ANGORAGE ON FOUNDATION m.	PIATTAFORMA PORTAFARI LIGHTING PLATFORM TIPO/TYPE	PROIETTORI FLOODLIGHTS D = 2000 W M = 1000 W N°	PESO WEIGHT Kg.	PLINTO DI FONDAZIONE FOUNDATION PLINTH VOLUME/VOLUME (1) mc. / cu. m.
VL 20 25 4	20	2,5	4	620	1,5	PS 20	6-D	1650	13,1