



Finanziato
dall'Unione europea
NextGenerationEU



comune di
PRATO

Codice Fiscale: 84006890481

Progetto:

INTERVENTI DI RIQUALIFICAZIONE DI CAMPI ESISTENTI :

LOTTO I _ CAMPO DA RUGBY " MONTANO"
LOTTO III _ CAMPO DA CALCIO "RIBELLI"

LOTTO II _ CAMPO DA CALCIO "MALISETI"
LOTTO IV _ CAMPO DA CALCIO " FANTACCINI "

**LOTTO IV _ ADEGUAMENTO IMPIANTO DI ILLUMINAZIONE -
CAMPO DA CALCIO "FANTACCINI"**

CUP: C37H21001490001

Titolo:

RELAZIONE SPECIALISTICA SULLE STRUTTURE

Fase:

PROGETTO ESECUTIVO

Servizio:	Edilizia Scolastica e Sportiva
Responsabile Unico del Procedimento:	Arch. Laura Magni
Dirigente del Servizio:	Arch. Stefano Daddi

Progettisti:

<i>Progetto Architettonico:</i>	Arch. Laura Benfante Arch. Cecilia Arianna Gelli Geom. Serena Orlandi
<i>Progetto Impianti:</i>	Azeta Progetti Studio Tecnico Associato Ing. Rossano Nucci
<i>Coordinatore sicurezza in fase di progetto ed esecuzione:</i>	Azeta Progetti Studio Tecnico Associato Geom. Luca Giorgi
<i>Progetto strutturale:</i>	Ing. Francesco Sanzo

REV.01

Elaborato: IV_REL_ST

Spazio riservato agli uffici:

Data: Maggio 2023

SOMMARIO

PREMESSA.....	2
1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO	2
2 CARATTERISTICHE MECCANICHE MATERIALI E AZIONI DI PROGETTO	2
2.1 Caratteristiche meccaniche dei materiali	2
2.2 Azioni di Progetto	3
2.3 Azione del vento	3
3 MODELLO DI ANALISI	4
4 CARATTERISTICHE GEOLOGICHE E GEOTECNICHE	5
5 DIMENSIONAMENTO DEI PLINTI	6
5.1 Plinti 2.5x2.5x1.5m per pali da 20m	6
5.2 Verifica delle armature	6
6 VERIFICHE AGLI SLE	7

PREMESSA

La presente relazione di calcolo è relativa alla progettazione dei plinti di fondazione dei pali da 20m di illuminazione del campo da Calcio.

I plinti in oggetto alla presente relazione sono in sostituzione di alcuni esistenti pali dell'illuminazione che verranno rimossi.

Per le caratteristiche specifiche dei pali si rimanda alle schede tecniche relative.

1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Legge 5 novembre 1971 n. 1086 (G. U. n°321 del 21 dicembre 1971)

"Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica"

Legge 2 Febbraio 1974 n. 64 (G.U. n°76 del 21 Marzo 1974)

"Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche"

Decreto Ministero LL.PP. 17 Gennaio 2018 (G.U. n°42 del 20 Febbraio 2018)

"Norme tecniche per le costruzioni"

Circolare n°21 del 21 Gennaio 2019 Ministero dei LL.PP. "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17 Gennaio 2018"

2 CARATTERISTICHE MECCANICHE MATERIALI E AZIONI DI PROGETTO

2.1 Caratteristiche meccaniche dei materiali

Calcestruzzo plinto C25/30
Calcestruzzo magrone C16/20
Acciaio da c.a. B450C

Copriferro c= 3 cm
Classe di esposizione XC2
Classe di consistenza S4
Massimo rapporto a/c 0,55

Acciaio per dima S275

Tirafondi classe 8.8

2.2 Azioni di Progetto

Verranno condotte solamente verifiche di tipo statico in quanto l'azione sismica non risulta dimensionante viste le esigue masse in gioco.

Il dimensionamento delle fondazioni dei pali è stato condotto considerando che il sistema palo fondazione non si ribalti, ovvero prima che si verifichi il ribaltamento, si verifica la rotazione plastica della sezione del palo.

Per far questo come momento ribaltante per la verifica della fondazione è stato preso il momento massimo resistente dei pali di illuminazione, ottenuto dalle caratteristiche meccaniche e geometriche del palo, in accordo alla scienza delle costruzioni.

Ed in particolare:

- Pali da 20m, $D=550\text{mm}$ $d=190\text{mm}$ spessore $s=4\text{mm}$ acciaio Fe510 $f_y=355\text{N/mm}^2$, con Momento plastico pari a $M_p=211,666\text{kNm}$

Si riporta il calcolo del momento ultimo.

TORRE FARO 20 M			
D	550 mm	55	
d	195 mm	19.5	
sp	4 mm	0.4	
fe510	510 N/mm ²	3550	
	Mstatico	596.2427 cmc	
	M=	2116661 kgcm	21166.61467 kgm

Le azioni di progetto delle fondazioni sono quindi le seguenti:

- Fondazione pali da 20m Momento ribaltante $M_r=211.67\text{kNm}$

2.3 Azione del vento

Per quanto concerne l'azione del vento, esso viene calcolato ai sensi del punto G.7 delle CNR-DT 207-2008.

L'azione viene schematizzata come una forza F ortogonale al piano dell'elemento. Tale forza è quantificata mediante un coefficiente di forza $c_F = 1,8$ e la posizione del suo punto di applicazione.

L'azione del vento dipende direttamente dall'area investita dal vento; sapendo che la massima azione sopportabile è il momento ultimo, è possibile quindi ricavare la massima superficie in testa al palo.

Si ottiene quindi la forza massima dividendo il momento ultimo per il braccio.

$$F = M_u/b = 211.67 \text{ kNm}/20 \text{ m} = 10.58 \text{ kN}$$

Si può quindi ottenere anche la massima superficie che può essere investita dal vento.

Zona vento = 3

Velocità base della zona, $V_{b.o} = 27 \text{ m/s}$ (Tab. 3.3.I)

Altitudine base della zona, $A_o = 500 \text{ m}$ (Tab. 3.3.I)

Altitudine del sito, $A_s = 61 \text{ m}$

Velocità di riferimento, $V_b = 27.00 \text{ m/s}$ ($V_b = V_{b.o}$ per $A_s \leq A_o$)

Periodo di ritorno, $T_r = 50$ anni

$C_r = 1$ per $T_r = 50$ anni

Velocità riferita al periodo di ritorno di progetto, $V_r = V_b C_r = 27.00 \text{ m/s}$

Classe di rugosità del terreno: B

[Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive]

Esposizione: Cat. IV - Entroterra fino a 500 m di altitudine

($K_r = 0.22$; $Z_o = 0.30 \text{ m}$; $Z_{min} = 8 \text{ m}$)

Pressione cinetica di riferimento, $q_b = 46 \text{ daN/mq}$

Si ottiene quindi:

$$L^2 = F/(q(z) \times c_f) = 12.78 \text{ mq}$$

3 MODELLO DI ANALISI

L'analisi delle sollecitazioni è stata svolta usando un modello semplificato di mensola semplicemente incastrata alla base dove è stata applicata la massima forza del vento in testa. Le formule per la valutazione degli enti sollecitanti e resistenti sono quelle in accordo alla scienza e alla tecnica delle costruzioni.

E' possibile omettere il fascicolo dei calcoli ai sensi dell'art.3 comma 4 del Regolamento 36/R e, quindi, un modello di calcolo agli elementi finiti proprio alla luce del semplice schema statico adottato.

4 CARATTERISTICHE GEOLOGICHE E GEOTECNICHE

Per quanto riguarda le caratteristiche geologiche del terreno si rimanda alla relazione geologica allegata.

Secondo quanto indicato nella relazione la quota di imposta sarà più profonda di 1 m sotto il livello del terreno, infatti per il palo da 20 m si adotterà una quota di imposta di 1,50 m.

Si potrebbero omettere le verifiche geotecniche in quanto il plinto non lavora a compressione, ma a flessione e, pertanto, la portanza del terreno deve essere tale per sopportare solamente il peso stesso del plinto.

Si riporta comunque il calcolo della portanza del terreno valutata tenendo conto di tre diversi contributi: coesione, quello legato al peso del terreno ai lati della fondazione e quello dell'attrito secondo la teoria di Brinch - Hansen:

$$Q_{lim} = A_q \cdot N_q \cdot \gamma_1 \cdot D + A_c \cdot N_c \cdot c + A_\gamma \cdot N_\gamma \cdot \gamma_2 \cdot \frac{B}{2}$$

CALCOLO PORTANZA DEL TERRENO				
Peso palo	10850	N		
Peso plinto	186562.5	N		
b	2.5	m	fi	29 °
a	2.5	m	h	1.5 m
A	6.25	mq		
σ_{Ed}	45167.98	N/mq		
q_{Rd}	1856.289754	kN/mq		
s_c	1.47			
c	8	kPa		
N_c	47			
s_q	1.55			
q	29.85			
N_q	22			
s	0.6			
g	19.9	kN/mc		
N_g	19			
σ_{Ed}	0.45	N/mm ²	<	0.81 N/mm ²

Si osserva che la verifica è soddisfatta.

Per quanto riguarda la verifica di slittamento è possibile ometterla in quanto non sono presenti azioni orizzontali maggiori di quella della spinta passiva.

5 DIMENSIONAMENTO DEI PLINTI

5.1 Plinti 2.5x2.5x1.5m per pali da 20m

Per la verifica dei plinti si è svolta la sola verifica a ribaltamento in quanto non sussistono le condizioni per lo slittamento in quanto interrato.

Dimensioni del Plinto 2.5m x 2.5m x1.5m

Peso specifico del CLS= 2500kg/mc

Peso del plinto $P_{pli}= 3653.13\text{kg}$

Braccio della Forza $B_{pli}= 1.25\text{m}$

Peso del palo da 20m $P_p= 1085\text{kg}$

Braccio della Forza $B_p= 1.25\text{m}$

Momento stabilizzante $M_s = P_{pli} \times B_{pli} + P_p \times B_p = 30653.13\text{kgm} = 306.53\text{kNm}$

Momento ribaltante $M_r = 211.67\text{kNm}$

$M_s/M_r = 306.53/211.64 = 1.44 > 1.3$ coff. di sicurezza Verifica Soddisfatta

5.2 Verifica delle armature

Per quanto riguarda la verifica delle armature, esse svolgono solamente una funzione di confinamento e contro il ritiro durante la fase di getto, in quanto, come abbiamo detto, il plinto lavora solo come stabilizzazione del palo contro il ribaltamento.

Si dimostra che l'armatura inserita è sufficiente per lo sforzo assiale presente, essendo il momento sollecitante pari a 211.66 kNm.

Verifica C.A. S.L.U. - File: Armatura

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

TITOLO :

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	250	130

N°	As [cm²]	d [cm]
1	6.79	3
2	6.79	127

Tipologia Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 DXF

File

Metodo di calcolo:
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipologia flessione:
 Retta Deviata

Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello
 M-curvatura
 Precompresso

Materiali: B450C C25/30

ϵ_{su} 67.5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm ²	ϵ_{cu} 3.5 ‰
E_s 200'000 N/mm ²	f_{cd} 14.17
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0.8
ϵ_{syd} 1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 9.75
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm ²	τ_{co} 0.6
	τ_{c1} 1.829

P.to applicazione N:
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipologia rottura:
 Lato acciaio - Acciaio snervato

M_{xRd} 336.7 kNm
 σ_c -11.37 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 1.11 ‰
 ϵ_s 67.5 ‰
 d 127 cm
 x 2.055 x/d 0.01618
 δ 0.7

6 VERIFICHE AGLI SLE

Per quanto riguarda la verifica dei pali in condizione di esercizio si richiede di non avere deformazioni eccessive sotto l'azione del vento.

Il massimo spostamento in testa al palo è pari a 91.19 mm, inferiore a L/200 pari a 100 mm, quindi la verifica è soddisfatta.

Prato 08/05/2023

Il tecnico incaricato
 Ing. Francesco Sanzo

Firmato da:

Francesco Sanzo

codice fiscale SNZFNC78B25D612J

num.serie: 2719083020112253494

emesso da: ArubaPEC EU Qualified Certificates CA G1

valido dal 11/02/2022 al 08/11/2024