

RELAZIONE DI CALCOLO N°

SE06

- LUOGO DI INSTALLAZIONE:

zona 1/zona 2

SOMMARIO:

• CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	pag.	3
• NORMATIVA DI RIFERIMENTO		4
• VALUTAZIONE DEI CARICHI		5
• SCHEMATIZZAZIONE DELLE AZIONI		5
• MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA E DEI VINCOLI		6
• AZIONI DI PROGETTO		7
• RESISTENZE DI PROGETTO		8
• RELAZIONI DI VERIFICA		9
• VERIFICA DI DEFORMABILITA'		10
• PERIODO DI OSCILLAZIONE		10
• DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DEL VENTO		1
• DATI DI INPUT		13
• VERIFICA FUSTO E SBRACCI		15
• AZIONI DI CALCOLO ALLA BASE DEL PALO		18

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Gli acciai utilizzati per la struttura dovranno essere conformi a quanto prescritto al paragrafo 11.3.4 delle 'Norme Tecniche per le Costruzioni' del D.M. 17 Gennaio 2018 e alle ivi citate normative europee armonizzate.

Tutte le saldature e le unioni bullonate dovranno corrispondere a quanto prescritto rispettivamente al paragrafo 11.3.4.5 e al paragrafo 11.3.4.6 delle già menzionate ' Norme Tecniche per le Costruzioni' .

Gli elementi strutturali in acciaio da impiegarsi nell'ambito del presente progetto dovranno comunque garantire i requisiti prestazionali minimi di seguito indicati.

- **LAMIERE FUSTO/SBRACCIO:** acciaio tipo S355 JR (UNI EN 10025)
 - $f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$ valore nominale della tensione caratteristica di snervamento
 - $f_{tk} = 510 \text{ N/mm}^2$ valore nominale della tensione caratteristica di rottura
 - $E = 210.000 \text{ N/mm}^2$ modulo elastico
 - $\rho = 7.850 \text{ Kg/m}^3$ densità
 - $\nu = 0,3$ coefficiente di Poisson

- **SBRACCIO:** acciaio tipo S235 JR (UNI EN 10025)
 - $f_{yk} = 235 \text{ N/mm}^2$ valore nominale della tensione caratteristica di snervamento
 - $f_{tk} = 360 \text{ N/mm}^2$ valore nominale della tensione caratteristica di rottura
 - $E = 210.000 \text{ N/mm}^2$ modulo elastico
 - $\rho = 7.850 \text{ Kg/m}^3$ densità
 - $\nu = 0,3$ coefficiente di Poisson

- **COEFFICIENTI DI SICUREZZA MATERIALI:**
 - $\gamma_{MO} = 1,05$ coeff. di sicurezza resistenza a rottura
 - $\gamma_{M1} = 1,05$ coeff. di sicurezza resistenza instabilità membrane
 - $\gamma_{M2} = 1,25$ coeff. di sicurezza resistenza frattura sez. tese indebolite da fori

- **PROCEDIMENTI DI SALDATURA:** conformi alle UNI EN ISO 3834
UNI EN ISO 15609-1

- **PROTEZIONE SUPERFICIALE:** zincatura a caldo in accordo alla normativa UNI EN 1461

NORMATIVA DI RIFERIMENTO:

Generale:

- . Legge 5 Novembre 1971 n.1086 'Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica'
- . Legge 2 Febbraio 1974 n.64 'Provvedimenti per le costruzioni, con particolari prescrizioni per le zone sismiche'
- . D.P.R. 6 Giugno 2001 n.380 'Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia'

Per la determinazione dei carichi:

- . D.M. 17 Gennaio 2018 Aggiornamento 'Norme tecniche per le costruzioni in c.a. e metalliche'
- . Circolare n°617 02/02/09 'Istruzioni per l'applicazione delle norme tecniche NTC2008'

Per la verifica delle sezioni in acciaio:

- . D.M. 17 Gennaio 2018 'Norme tecniche per le costruzioni in c.a. e metalliche'
- . Circolare n°617 02/02/09 'Istruzioni per l'applicazione delle norme tecniche NTC2008'

- . UNI EN 1993-1-1 'Progettazione delle strutture di acciaio'
Parte 1-1 : regole generali e regole per gli edifici
- . UNI EN 1993-1-8 'Progettazione delle strutture di acciaio'
Parte 1-8 : progettazione dei collegamenti

- . 'Sostegni tubolari in acciaio' Ing. Giovanni Quattordio

VALUTAZIONE DEI CARICHI:

Sono presi in esame i seguenti carichi e sovraccarichi:

- . Peso proprio della struttura portante
- . Peso proprio degli accessori e relativi sostegni (vedi dati di input)
- . Azioni dovute al vento, sia di natura statica che dinamica, valutate secondo il D.M. 17/01/2018 e relativa Circolare n°617 02/02/09 (per il calcolo delle azioni del vento vedere relativo paragrafo)
Per accessori e sostegni vengono considerate le rispettive aree esposte al vento (vedi dati di input)

SCHEMATIZZAZIONE DELLE AZIONI

Gli effetti dei pesi propri, carichi accidentali verticali in asse al palo e/o eccentrici, sono rappresentati da un sistema di forze verticali:

- distribuite lungo il fusto (peso proprio)
- concentrate (peso accessori, sostegni...)

Gli effetti del vento vengono rappresentati da un sistema di forze orizzontali (secondo la direzione del vento) statiche equivalenti definite secondo D.M. 17/01/2018 e Circolare n.617 02/02/09.

Ciascuna forza è data da:

$$F_w = C_e \cdot C_p \cdot C_d \cdot Q_b \cdot S$$

con

- . C_e = coefficiente di esposizione, funzione della topografia del terreno, dell'altezza della struttura sul suolo e della categoria del sito considerato
- . C_p = coefficiente di forma, funzione della geometria e della tipologia della struttura, nonché del suo orientamento rispetto alla direzione del vento
- . C_d = coefficiente dinamico, con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali.

Tale coefficiente è funzione del periodo proprio della struttura:

$$C_d = 1.00$$

con

$$T = 0.40 \text{ s} \quad \text{periodo proprio di oscillazione}$$

- . S = superficie proiettata sul piano ortogonale alla direzione del vento
- . Q_b = pressione cinetica di riferimento

MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA E DEI VINCOLI

L'analisi strutturale della struttura in progetto viene condotta con l'ausilio di un codice di calcolo redatto in maniera specifica per il dimensionamento di questa tipologia di struttura ed integrato con fogli di calcolo excel per la verifica delle singole sezioni del fusto.

L'analisi svolta è di tipo statico lineare.

Il modello di calcolo adottato è rappresentato da una mensola verticale incastrata alla base, a sezione variabile con l'altezza ed analizzato con i metodi della Scienza delle Costruzioni.

In questo modo vengono ricavate le azioni interne e le deformazioni dovute ai carichi sopra indicati.

L'approccio utilizzato per il calcolo e le verifiche si basa sul principio degli stati limite per il quale gli effetti fattorizzati dei carichi (carichi di progetto) vengono confrontati con la resistenza ultima della struttura ridotta da un opportuno coefficiente di sicurezza (resistenze di progetto).

Le azioni sulla struttura vengono cumulate secondo la combinazione di carico più sfavorevole ai fini delle singole verifiche come indicato nel D.M. 17/01/2018.

I valori dei coefficienti parziali per la combinazione delle azioni e per le resistenze dei materiali e le diverse condizioni di carico sono indicate negli schemi sottostanti

AZIONI DI PROGETTO

Per la verifica della struttura:

COMBINAZIONE FONDAMENTALE (stati limite ultimi):

- $N_{ed} = \gamma_G \cdot G + \gamma_P \cdot P$
- $V_{ed} = \gamma_W \cdot W$
- $M_{ed} = \gamma_G \cdot M_G + \gamma_P \cdot M_P + \gamma_W \cdot M_W$

con

- . N_{ed} = azione assiale di progetto
- . V_{ed} = azione tagliante di progetto
- . M_{ed} = momento flettente di progetto
- . γ_G = coeff. parziale di sicurezza per peso proprio = 1.3
- . γ_P = coeff. parziale di sicurezza per pesi permanenti = 1.5
- . γ_W = coeff. parziale di sicurezza per azione vento = 1.5
- . G = peso proprio
- . P = pesi permanenti
- . W = azione tagliante dovuta al vento
- . M_G = azione flettente dovuta al peso proprio
- . M_P = azione flettente dovuta ai pesi permanenti
- . M_W = azione flettente dovuta al vento

Per la determinazione delle deformazioni elastiche:

COMBINAZIONE CARATTERISTICA RARA (stati limite di esercizio):

- $N_{ed} = \gamma_G \cdot G + \gamma_P \cdot P$
- $V_{ed} = \gamma_W \cdot W$
- $M_{ed} = \gamma_G \cdot M_G + \gamma_P \cdot M_P + \gamma_W \cdot M_W$

con

- . N_{ed} = azione assiale di progetto
- . V_{ed} = azione tagliante di progetto
- . M_{ed} = momento flettente di progetto
- . γ_G = coeff. parziale di sicurezza per peso proprio = 1.0
- . γ_P = coeff. parziale di sicurezza per pesi permanenti = 1.0
- . γ_W = coeff. parziale di sicurezza per azione vento = 1.0
- . G = peso proprio
- . P = pesi permanenti
- . W = azione tagliante dovuta al vento
- . M_G = azione flettente dovuta al peso proprio
- . M_P = azione flettente dovuta ai pesi permanenti
- . M_W = azione flettente dovuta al vento

RESISTENZE DI PROGETTO

Le resistenze di calcolo, da confrontare con le azioni applicate indicate nella pagina precedente, sono definite dalle relazioni indicate assumendo un fattore parziale di sicurezza pari a 1.05 e una resistenza a snervamento pari a F_{yk} .

Per tenere in conto i fenomeni di instabilità locale tipici dei profili formati a freddo, si considera una riduzione della resistenza a snervamento dell'acciaio mediante un fattore dipendente dal rapporto diametro/spessore della sezione considerata (rif. CNR 10022) :

$$\begin{array}{ll} D / t < 16984 / f_{yk} & \rightarrow \quad \eta = 1 \\ 16984 / f_{yk} \leq D / t \leq 89600 / f_{yk} & \rightarrow \quad \eta = 4546 / (D/t) + 0.4 \end{array}$$

Resistenze di progetto:

- $N_{rd} = A \cdot \eta \cdot F_{yk} / \gamma_M$
- $V_{rd} = A_v \cdot \eta \cdot F_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_M)$
- $M_{rd} = W \cdot \eta \cdot F_{yk} / \gamma_M$

con

- . N_{rd} = resistenza di calcolo a compressione
- . V_{rd} = resistenza di calcolo a taglio
- . M_{rd} = resistenza di calcolo a flessione
- . F_{yk} = resistenza a snervamento dell'acciaio =
- . γ_M = fattore parziale di sicurezza =
- . A = area della sezione
- . A_v = area resistente a taglio
- . W = modulo di resistenza
- . η = fattore di riduzione della resistenza

RELAZIONI DI VERIFICA

Le relazioni di verifica vengono condotte alla base di ogni tronco per la combinazione fondamentale di carico indicata a pag. 7 nella quale il vento rappresenta l'azione principale.

Una prima verifica (statica) schematizza l'azione del vento mediante l'applicazione di forze orizzontali equivalenti, una seconda verifica (dinamica) tiene in conto il possibile incremento dello stato di sforzo e deformazione della struttura dovuto alle sue oscillazioni sulla direzione del vento, moltiplicando le azioni statiche per un coefficiente moltiplicativo.

Nelle verifiche sono tenuti in conto possibili fenomeni di instabilità mediante appositi coefficienti.

$$\bullet \text{Ned} / (\text{Nrd} \cdot \chi) + \text{K} \cdot \text{Med} / \text{Mrd} \leq 1$$

con

- . Ned = azione assiale di progetto
- . Nrd = resistenza di calcolo a compressione
- . Med = momento flettente di progetto
- . Mrd = resistenza di calcolo a flessione
- . χ = coeff. riduttivo per instabilità flessionale

$$\chi = 1 / (\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda s^2})$$

$$\lambda s = \lambda / \lambda 1$$

$$\lambda = L_0 / i$$

$$\lambda 1 = 93,9 \varepsilon$$

$$\varepsilon = \sqrt{235 / f_{yk}}$$

$$\Phi = 0.5 [1 + \alpha (\lambda s - 0.2) + \lambda s^2]$$

$$\alpha = 0.49$$

snellezza adimensionale

snellezza

fattore di imperfezione

- . K = fattore di interazione

$$K = \alpha [1 + 0.6 \lambda s \text{Ned} \gamma_M / (\chi A F_{yk})]$$

$$\bullet \text{Ved} \leq 0.5 \cdot \text{Vrd}$$

con

- . Ved = azione tagliante di progetto
- . Vrd = resistenza di calcolo a taglio

VERIFICA DI DEFORMABILITA'

La verifica di sicurezza nei confronti degli stati limite di esercizio è condotta controllando la freccia massima orizzontale in sommità della struttura.

La combinazione di carico considerata per la determinazione di tale valore è quella definita 'rara' in cui i coefficienti moltiplicatori dei carichi considerati hanno valore unitario.

La freccia massima viene calcolata sotto l'azione statica equivalente del vento alla massima velocità di progetto, tenendo conto degli effetti del 2° ordine, ed il limite imposto è quello del 4% dell'altezza del palo.

L'espressione utilizzata per il calcolo è la seguente:

$$\sum S_f(N) = T_f(N) \cdot (H_s/2)^3 / (3 \cdot E \cdot J(N)) + M_f(N) \cdot (H_s/2)^2 / (2 \cdot E \cdot J(N))$$

dove

- N = numero dei tronchi in cui viene divisa la struttura
- H_s = altezza del tronco n-esimo
- T_f(N) = azione tagliante relativa al tronco n-esimo
- M_f(N) = momento flettente relativo al tronco n-esimo
- J(N) = momento d'inerzia relativo al tronco n-esimo

Il valore S_f relativo al tronco in sommità fornisce il valore della freccia massima.

PERIODO DI OSCILLAZIONE

Il periodo proprio del modo fondamentale di oscillazione T del sostegno, viene calcolato col metodo di Rayleigh:

$$T = 2\pi \cdot (\sum P_i \cdot y_i) / (g \cdot (\sum P_i \cdot y_i))$$

- P_i = massa delle attrezzature e dei tronchi del sostegno concentrate nei rispettivi baricentri e pensate agenti orizzontalmente
- y_i = spostamenti in corrispondenza delle singole forze
- g = accelerazione di gravità = 9,81 m/s²

DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DEL VENTO

DATI DI CALCOLO :

ZONA DI UBICAZIONE DELLA STRUTTURA : 1 / 2

ALTITUDINE sul livello del mare dove sorge la struttura: 150 m

VELOCITA' di riferimento del vento: 25 m/s

PRESSIONE cinetica di riferimento del vento: 39 daN/mq

ALTEZZA massima della struttura: 6.6 m

DISTANZA della struttura dal mare: 150 Km

CLASSE DI RUGOSITA' del terreno: D

corrispondente ad un'area priva di ostacoli o con al piu' rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mari, laghi,...)

LA CATEGORIA DI ESPOSIZIONE DEL SITO risulta: II

ed i relativi parametri sono:

Kr : 0.19

Zo : 0.05 m

Zmin : 4 m

IL COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE Ce risulta:

. costante fino alla quota Zmin = m 4 Ce(min) = 1.8

. variabile da quota Zmin a quota Zmax = m 6.6 Ce(max) = 2.09

con

. $Ce(z) = kr^2 ct \ln(z/z_0) [7 + ct \ln(z /z_0)]$ per $z \geq z_{min}$

. $Ce(z) = Ce(z_{min})$ per $z < z_{min}$

. $ct = 1 + \beta \gamma (1 - x /Lu) = 1.0$ coeff. topografico (rif. CNR DT 207/2008)

RISULTA INFINE LA SEGUENTE PRESSIONE DEL VENTO SULLA STRUTTURA:

. pressione del vento costante fino alla quota	$Z_{min} = m$	2	$p = 70$	daN/mq
corrispondente ad una velocità di		120 Km/h		
. pressione massima del vento alla quota	$Z_{max} = m$	6.6	$p_{max} = 82$	daN/mq
corrispondente ad una velocità di		130 Km/h		

n.b.: la pressione del vento così determinata dovrà tener conto anche degli ulteriori coefficienti:

C_p di forma, funzione della tipologia e della geometria della struttura e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento.

C_d dinamico, con cui si tien conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali.

Per quanto riguarda il fusto della torre è stato considerato :

$C_p = 1.2$	per $d \sqrt{v q} \leq 2.2$
$C_p = (1.783 - 0.263 d \sqrt{v q})$	per $2.2 \leq d \sqrt{v q} \leq 4.2$
$C_p = 0.7$	per $4.2 \leq d \sqrt{v q}$

con

. d = diametro fusto nella sezione considerata

. $q = C_e q_b$

dove	$q_b = 25.0$	daN/cm ²	pressione cinetica di riferimento
	$C_e =$		coeff. di esposizione alla quota considerata

DATI DI INPUT:

. ALTEZZA MASSIMA PUNTA SBRACCIO	H =	6.6	m
. ALTEZZA FUSTO FUORI TERRA	Hf =	4.50	m
. PARTE ANNEGATA IN FONDAZIONE	H' =	1	m
. VELOCITA' MASSIMA DEL VENTO	V =	130	Km/h
. VELOCITA' RIFERIMENTO VENTO	vref =	25	m/s
. NUMERO DEI CARTELLI STRADALI/LANTERNE SEMAFORICHE	n =	1	
. Area 3° cartello (+ esterno da inserire nel tratto 3°)	OK A3 =	1.2	m ²
. Peso 3° cartello	P3 =	20	daN
. Distanza dalla sommità del palo 3° cartello	x3 =	5.5	m
. Area 1° cartello (da inserire nel tratto 1°)	OK A1 =	0	m ²
. Peso 1° cartello	P1 =	0	daN
. Distanza dalla sommità del palo 1° cartello	x1 =	0	m
. LUNGHEZZA TOTALE SBRACCIO (proiezione orizz. da testa palo)	Ls =	6	m
. INCLINAZIONE SBRACCIO (su orizzontale)	α =	5	°
. RAGGIO CURVATURA	Rc =	1200	mm
. ALTEZZA SBRACCIO (da testa palo)	Hs =	2.1	m
. SUPERFICIE TOTALE DEI CARTELLI STRADALI su sbraccio (Cp=1.2)	S =	1.2	m ²

Tipologia sbraccio:	. tubolare	Ø114x3		3° tratto (PIU' ESTERNO)
	OK . lunghezza	2000	mm	(proiezione su orizzontale)
	. acciaio tipo	S235 JR		
	. tubolare	Ø139x4		1° tratto
OK	. lunghezza	4000	mm	(proiezione su orizzontale)
	. acciaio tipo	S355 JR		
Tipologia fusto: ottagonale	. diametro testa	165	mm	
	. diametro base	211	mm	diametro interrato
	. spessore	4	mm	
	. lunghezza tot.	5500	mm	fuori terra
	. acciaio tipo	S355 JR		

IL PALO E' COSTITUITO DA N° 1 TRONCO

. LUNGHEZZA 1° TRONCO

L1 = 5500 mm

PRIMO TRONCO : ottagonale

. diametro iniziale 165 mm
. diametro finale (interrato) 211 mm
. spessore 4 mm

SBRACCIO 3° tratto (sezione circolare): tubolare Ø114x3

. diametro 114 mm
. spessore 3 mm
. lunghezza 2000 mm

SBRACCIO 1° tratto (sezione circolare): tubolare Ø139x4

. diametro 139 mm
. spessore 4 mm
. lunghezza 4000 mm

Azioni di progetto alla base del fusto (la direzione X è perpendicolare allo sbraccio):

- N1 = 264.7 daN azione assiale
- V1x = 407.6 daN azione tagliante (nel piano parallelo al vento)
- M1x = 2017.9 daNm momento flettente (nel piano parallelo al vento)
- M1y = 389.2 daNm momento flettente (nel piano perpendicolare al vento)
- T1 = 1303.7 daNm momento torcente

VERIFICA DEL FUSTO

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE DI CALCOLO :

. diametro iniziale	165	mm
. diametro finale (interrato)	211	mm
. spessore	4	mm
Diametro sezione di base a quota incastro	D =	202.6 mm
. area	A =	24.33 cm ²
. momenti d'inerzia	J =	1081.58 cm ⁴
. modulo di resistenza elastico	W =	117.87 cm ³
. modulo di resistenza plastico	Wp =	153.24 cm ³
. snellezza		77.62
. snellezza relativa		1.02
. rapporto diametro/spessore		50.7 CLASSE 3
. acciaio tipo		S355 JR
. resistenza caratteristica a snervamento	Fy =	3550 daN/cm ²
. coefficiente di sicurezza del materiale	γM1 =	1.05

Considero la sola verifica statica essendo il coefficiente dinamico inferiore ad 1.

VERIFICA STATICA:

$$\begin{aligned} \cdot V_{ed} = V_{1x} &= 407.6 \text{ daN} &< 0,5 \cdot V_{rd} && \text{OK} \\ \text{con} &&&& \\ V_{rd} &= 30240 \text{ daN} \end{aligned}$$

$$\cdot N_{1x} / (\chi \cdot N_{rd}) + K \cdot M_{1x} / M_{rd} + K \cdot M_{1y} / M_{rd} = \mathbf{0.69} < \text{OK}$$

con

N _{1x} =	264.7	daN	
N _{rd} =	82273	daN	
χ =	0.528		
M _{1xid} =	2312.2	daNm	momento flessione/torsione
M _{1y} =	389.2	daNm	
M _{rd} =	3985	daNm	
K =	1.004		

VERIFICA SBRACCIO

Azioni massime agenti nello sbraccio (3° tratto):

- Msbv =	60.4	daNm
- Msbh =	298.7	daNm
- Vsbv =	47.4	daN
- Vsbh =	210.3	daN

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE DI CALCOLO :

. profilo	tubolare	Ø114x3
. area	A =	10.49 cm ²
. momenti d'inerzia	J =	162.55 cm ⁴
. modulo di resistenza elastico	W =	28.44 cm ³
. modulo di resistenza plastico	Wp =	37.17 cm ³
. rapporto diametro/spessore		38.0 CLASSE 2
. acciaio tipo		S235 JR
. resistenza caratteristica a snervamento	Fy =	2350 daN/cm ²
. coefficiente di sicurezza del materiale	γM1 =	1.05

VERIFICA STATICA:

$$. Ved = Vsbh = 210.3 \text{ daN} < 0,5 \cdot Vrd \quad \text{OK}$$

con

$$Vrd = 14946 \text{ daN}$$

$$. Msbv / Mrd + Msbh / Mrd = 0.43 < \quad \text{OK}$$

con

$$Msbv = 60.4 \text{ daNm}$$

$$Msbh = 298.7 \text{ daNm}$$

$$Mrd = 831.9 \text{ daNm}$$

Azioni massime agenti nello sbraccio (1° tratto):

- Msbv =	261	daNm	1) a fine curvatura
- Msbh =	968	daNm	
- Vsbv =	96	daN	
- Vsbh =	268	daN	
- Msbv' =	449	daNm	2) in corrispondenza attacco sbraccio
- Msbh' =	309	daNm	
- Tsbt' =	1304	daNm	
- Vsbv' =	135	daN	
- Vsbh' =	288	daN	

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE DI CALCOLO :

. profilo	tubolare	Ø139x4	
. area	A =	17.05	cmq
. momenti d'inerzia	J =	392.86	cm ⁴
. modulo di resistenza elastico	W =	56.24	cm ³
. modulo di resistenza plastico	Wp =	73.68	cm ³
. rapporto diametro/spessore		34.8	CLASSE 2
. acciaio tipo		S355 JR	
. resistenza caratteristica a snervamento	Fy =	3550	daN/cmq
. coefficiente di sicurezza del materiale	γM1 =	1.05	

VERIFICA STATICA 1):

$$. Ved = Vsbh = 267.6 \text{ daN} < 0,5 \cdot Vrd \quad \text{OK}$$

con

$$Vrd = 36698 \text{ daN}$$

$$. Msbv / Mrd + Msbh / Mrd = 0.49 < 1 \quad \text{OK}$$

con

$$Msbv = 261.3 \text{ daNm}$$

$$Msbh = 967.8 \text{ daNm}$$

$$Mrd = 2491 \text{ daNm}$$

VERIFICA STATICA 2):

$$. V_{ed} = V_{sbh}' = 287.8 \text{ daN} < 0,5 \cdot V_{rd} \quad \text{OK}$$

con

$$V_{rd} = 36698 \text{ daN}$$

$$. M_{sbv} / M_{rd} + M_{sbv}' / M_{rd} = 0.61 < 1 \quad \text{OK}$$

con

$$M_{sbv}' = 1215.1 \text{ daNm} \quad \text{momento flessione torsione}$$

$$M_{sbh}' = 309.4 \text{ daNm}$$

$$M_{rd} = 2491 \text{ daNm}$$

VERIFICA LUNGHEZZA MINIMA DI INFISSIONE FUSTO

Lunghezza minima di infissione fusto nel plinto in c.a. (si ipotizza un calcestruzzo di CLASSE 25/30):

$$L_{min} = 546 \text{ mm}$$

AZIONI DI CALCOLO ALLA BASE DEL PALO

Vengono indicate le azioni di progetto calcolate alla base del palo.

Le azioni statiche sono calcolate secondo la combinazione fondamentale di carico indicata a pag.7 .

AZIONI STATICHE DI PROGETTO :

. AZIONE FLETTENTE x	Mdx =	2018	daNm
. AZIONE FLETTENTE y	Mdy =	389	daNm
. AZIONE TAGLIANTE	Vd =	408	daN
. AZIONE ASSIALE	Nd =	265	daN
. MOMENTO TORCENTE	Td =	1304	daNm

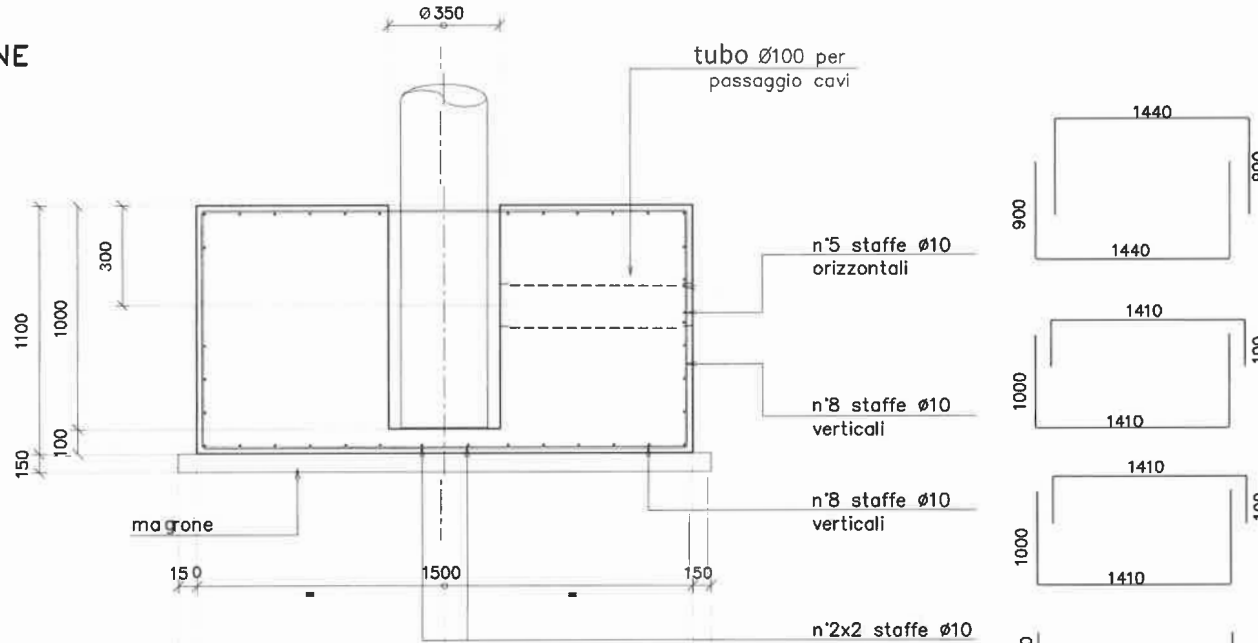
Considero inoltre le azioni generate alla base del palo da una combinazione di carico 'rara':

. Nrd =	G + P	azione assiale
. Vrd =	W	azione tagliante
. Mrd =	Mg + Mp + Mw	azione flettente

dove i coefficienti parziali di sicurezza hanno valore unitario (stati limite di esercizio).

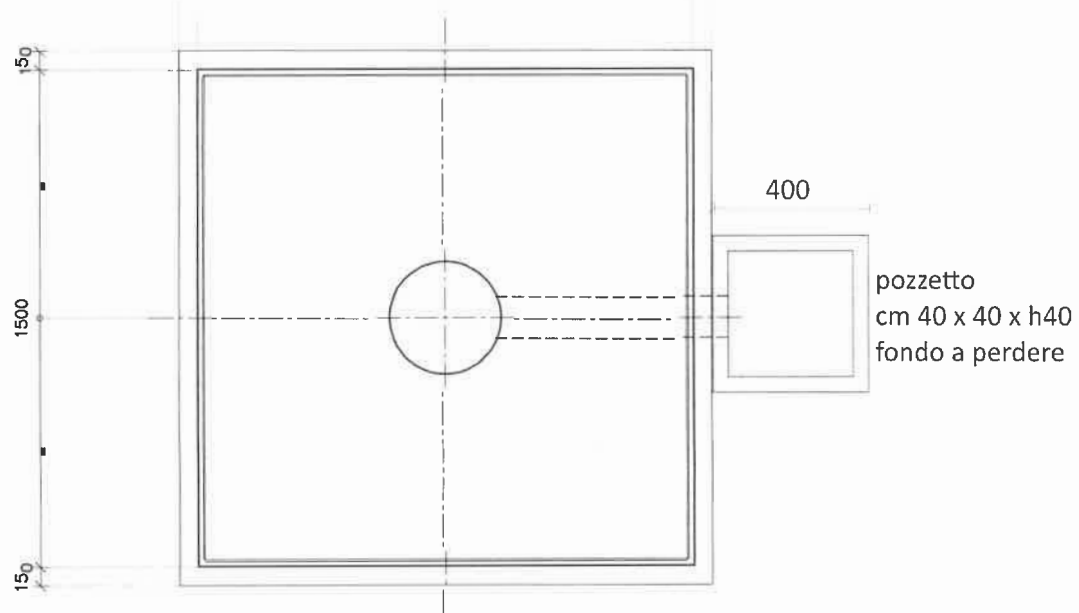
. AZIONE FLETTENTE x	Mx =	1307	daNm
. AZIONE FLETTENTE y	My =	299	daNm
. AZIONE TAGLIANTE	Vx =	232	daN
. AZIONE ASSIALE	N =	190	daN
. MOMENTO TORCENTE	T =	869	daNm

SEZIONE



CARATTERISTICHE DEI MATERIALI		
CALCESTRUZZO	MAGRONE	FONDAZIONE
CLASSE DI RESISTENZA UNI EN 206:2004	C12/15	C25/30
CLASSE DI ESPOSIZIONE CORROSIONE ARMATURE UNI EN 206-1	-	XC2
CLASSE DI ESPOSIZIONE DURABILITA' UNI EN 206-1	-	XF1
CLASSE DI CONSISTENZA UNI EN 12350-2	S1	S4
DIAMETRO MASSIMO INERTI (mm)	40	20
-RAPPORTO ACQUA/CEMENTO < 0,66 -COMPOSIZIONE SECONDO UNI EN 206-1 -CEMENTO CONFORME UNI EN 197-1 -AGGREGATI SECONDO UNI 11104:2004 -ADDITIVI CONFORMI UNI EN 054-2:2007		
ACCIAIO PER CALCESTRUZZO ARMATO		
-CLASSE ACCIAIO B450C		
-TENSIONE CARATTERISTICA DI SNERVAMENTO $f_y > 400$ MPa		
-TENSIONE CARATTERISTICA DI ROTTURA $R > 540$ MPa		
-MODULO DI ELASTICITA' 208000 MPa		
-ALLUNGAMENTO > 7,5 %		
- $1,15 < R_t/f_y < 1,35$		

PLANIMETRIA



PRESCRIZIONI
CALCESTRUZZO
-VIBRIARE TUTTI I GETTI SENZA APPOGGIARE IL VIBRATORE SULLE ARMATURE
-UTILIZZARE OPPORTUNI ADDITIVI PER LA RESISTENZA AI CICLI GELLO/SGELLO
-COMPRESO MINIMO PER OPERE INTERRATE E FONDAZIONI $\phi > 30$ mm
-UTILIZZARE ADDITIVI ACCELERANTI PER DESARMI IN TEMPI BREVI
ACCIAIO PER CALCESTRUZZO ARMATO
-I QUINTI DI SOVRAPPORZIONE DEVONO AVERE LUNGHEZZA MINIMA DI 40 DIAMETRI

CONTROLLI IN CANTIERE
CALCESTRUZZO
-CONSERVARE LA DOCUMENTAZIONE RELATIVA AL CLS PRECONFEZIONATO
-PRELEVARE IN PRESENZA DELLA DOLL. N°2 CUBETTI (15x15x15) OGNI 100 mc DI GETTO CON UN MINIMO DI N°2 CUBETTI OGNI GIORNO DI GETTO E N°6 MINIMI
-UTILIZZARE ADDITIVI ACCELERANTI PER DESARMI IN TEMPI BREVI
ACCIAIO PER CALCESTRUZZO ARMATO
-CONSERVARE LA DOCUMENTAZIONE RELATIVA ALLE BARRI DI ARMATURA E ALLE RETI ELETTROSALDATE
-PRELEVARE IN PRESENZA DELLA DOLL. N°3 SPEZZI DI STESSO DIAMETRO DA INVIARE AD UN LABORATORIO UFFICIALE PER LE PROVE
N.B.: TUTTE LE MISURE ANDRANNO VERIFICATE IN CORSO D'OPERA

LE DIMENSIONI DEL PLINTO SONO APPROSSIMATIVE. TALI DIMENSIONI SODDISFANO LA VERIFICA AL RIBALTAMENTO DEL PLINTO STESSO. LE DIMENSIONI EFFETTIVE ANDRANNO VERIFICATE SULLA BASE DEI PARAMETRI CARATTERISTICI DEL TERRENO DETERMINATI DA UN'INDAGINE GEOLOGICA. IL VALORE DELLA PRESSIONE AMMISSIBILE SUL TERRENO E' STATO IPOTIZZATO PARI A 1.0 daN/cm² E ANDRA' VERIFICATO DALLA DIREZIONE LAVORI. IN CASO DI RISULTANZE DIFFORME DURANTE LO SCAVO DI SBANCAMENTO SARA' NECESSARIO MODIFICARE IL PROGETTO DEL PLINTO STESSO.