

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



**DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA**

U.O. INFRASTRUTTURE CENTRO

PROGETTO DEFINITIVO

TRATTA DITTAINO - CATENANUOVA

OPERE CIVILI

PIAZZALI

Tipologico fondazione antenna GSMR

| | |
|---|-------------|
| PT00 - Tipologico fondazione antenna GSMR Relazione di calcolo | SCALA: - |
|---|-------------|

| | | | | | | | |
|----------|-------|------|------|-----------|------------------|--------|------|
| COMMESSA | LOTTO | FASE | ENTE | TIPO DOC. | OPERA/DISCIPLINA | PROGR. | REV. |
| RS3E | 50 | D | 29 | CL | PT0000 | 001 | A |

| Rev. | Descrizione | Redatto | Data | Verificato | Data | Approvato | Data | Autorizzato Data |
|------|---------------------|-----------------|---------------|-------------|---------------|--------------|---------------|-----------------------------|
| A | EMISSIONE ESECUTIVA | R. Michelangeli | Dicembre 2019 | P. Di Nucci | Dicembre 2019 | F. Sparacino | Dicembre 2019 | F. Arduini Dicembre 2019 |
| | | | | | | | | |
| | | | | | | | | |
| | | | | | | | | |

INDICE

| | | |
|-------------|---|-----------|
| 1 | PREMESSA E SCOPO DEL DOCUMENTO | 4 |
| 2 | DOCUMENTI DI RIFERIMENTO | 5 |
| 3 | DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE | 7 |
| 4 | DESCRIZIONE DEI MATERIALI | 8 |
| 4.1 | OPERE IN C.A.: STRUTTURA FONDAZIONALE | 8 |
| 5 | TERRENO DI FONDAZIONE | 10 |
| 6 | MODELLO DI CALCOLO..... | 11 |
| 7 | ANALISI DEI CARICHI | 12 |
| 7.1 | PESO PROPRIO ELEMENTI STRUTTURALI - G1..... | 12 |
| 7.2 | SOVRACCARICHI PERMANENTI VERTICALI – G2..... | 12 |
| 7.3 | SOVRACCARICHI VARIABILI | 12 |
| 7.3.1 | Azione della neve – Q ₁ | 12 |
| 7.3.2 | Azione del vento (Q ₂ , Q ₃) | 13 |
| 7.3.2.1 | Pressione cinetica di riferimento | 15 |
| 7.3.2.2 | Coefficiente di esposizione..... | 16 |
| 7.3.2.3 | Coefficiente di forma..... | 17 |
| 7.3.2.4 | Coefficiente dinamico | 18 |
| 7.3.3 | Vento in direzione x (Q ₂) | 19 |
| 7.3.4 | Vento in direzione y (Q ₃) | 19 |
| 7.4 | AZIONE SISMICA | 20 |
| 7.4.1 | Zonazione sismica..... | 20 |
| 7.4.2 | Vita Nominale | 21 |
| 7.4.3 | Classe d'uso | 21 |
| 7.4.4 | Periodo di riferimento per l'azione sismica..... | 21 |
| 7.4.5 | Azioni di progetto..... | 21 |
| 7.4.6 | Amplificazione stratigrafica..... | 22 |
| 7.4.7 | Condizioni topografiche..... | 22 |
| 7.4.8 | Classe di duttilità | 22 |
| 7.4.9 | Regolarità | 22 |
| 7.4.10 | Tipologia strutturale e fattore di struttura..... | 22 |
| 7.4.10.1 | Fattore di struttura | 23 |
| 7.4.11 | Spettri di risposta..... | 23 |
| 8 | COMBINAZIONI DEI CARICHI | 26 |
| 8.1.1 | Approccio agli Stati Limite | 28 |
| 8.1.2 | Condizioni di carico | 29 |
| 8.1.3 | Combinazioni di carico di progetto | 29 |
| 9 | REAZIONI ALLA BASE | 31 |
| 9.1 | PALO H=30 M..... | 31 |
| 10 | VERIFICHE MICROPALI..... | 40 |
| 10.1 | VERIFICA CAPACITÀ PORTANTE: COMBINAZIONE → A1+M1+R3..... | 42 |
| 11 | VERIFICHE PLINTO DI FONDAZIONE..... | 45 |
| 11.1 | MODELLO SAP2000 | 46 |

| | | |
|-------------|--|-----------|
| 12 | VERIFICA TIRAFONDI | 51 |
| 12.1 | VERIFICHE A TAGLIO DEI TIRAFONDI..... | 52 |
| 12.2 | VERIFICHE A TRAZIONE DEI TIRAFONDI..... | 52 |
| 12.3 | VERIFICHE A TAGLIO E A TRAZIONE DEI TIRAFONDI | 52 |
| 12.4 | CALCOLO SPESSORE E DIMENSIONI DELLA PIASTRA DA ANCORAGGIO DEI TIRAFONDI | 52 |
| 13 | INCIDENZA DELLE ARMATURE | 54 |
| 14 | VERIFICA SLE - CALCOLO DEI CEDIMENTI | 55 |
| 15 | CONCLUSIONI | 57 |
| 16 | ALLEGATI | 58 |

1 PREMESSA E SCOPO DEL DOCUMENTO

Scopo della presente relazione è quello di verificare il dimensionamento del plinto di fondazione a sostegno delle antenne di telecomunicazione: non è quindi oggetto del presente documento la progettazione della struttura in elevazione della torre e dei relativi dispositivi di ancoraggio alla base.

I dati di riferimento utilizzati per

- la caratterizzazione delle azioni ambientali,
- la caratterizzazione sismica del sito,
- la parametrizzazione geotecnica del sottosuolo,

sono stati definiti in modo tale da rappresentare quasi tutto il territorio nazionale.

Segue un quadro sinottico in cui si specificano tali parametri:

Azione del vento:

- Zona 3 (zona alpina)
- Altitudine 750 m.s.l.m.
- Classe Rugosità D
- Categoria esposizione III

Sisma:

- Vita nominale 75 anni, classe d'uso III, da cui segue $C_u = 1.5$
- Zona 2
- $PGA = 0.28g$
- Categoria del sottosuolo D

Neve:

- Zona 1, alpina, altitudine 750 m.s.l.m.

Il calcolo della fondazione è svolto per l'altezza del palo GSM-R:

- altezza 30 m.

A ciascuna altezza del palo GSM-R corrisponde una diversa geometria del basamento di fondazione.

Il sottosuolo naturale su cui poggia la fondazione viene anch'esso caratterizzato con un set di parametri ritenuti cautelativamente rappresentativi:

- Angolo d'attrito $\varphi' = 24^\circ$
- Peso specifico $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
- Coesione c' (condizioni drenate) = c_u (condizioni non drenate) = 0 kPa
- Modulo elastico del sottosuolo: $E = 10 \text{ MPa}$.

2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

Il calcolo delle sollecitazioni e le verifiche allo stato limite ultimo e allo stato limite di esercizio sono state condotte attraverso un foglio di calcolo realizzato ad hoc, nelle ipotesi di materiale elastico, omogeneo e isotropo a trazione e a compressione, nel rispetto delle seguenti normative vigenti:

- **D.M. del 14.01.2008:**
“Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni” [NTC2008];
- **C.M. del 02.02.2009:**
“Istruzioni per l’esecuzione delle Nuove Norme per le Costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008”;
- **Norma UNI EN 206-1:2016:**
“Calcestruzzo – Parte 1: Specificazione, prestazione, produzione e conformità”;
- **Norma UNI 11104-2016:**
Calcestruzzo,” Classi di esposizione per calcestruzzo strutturale, in funzione delle condizioni ambientali”;
- **Norma UNI EN 1992-1-1:2015:**
“Eurocodice 2: Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”;
- **Norma UNI EN 1992-1-2:2005:**
Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-2: Regole generali – Progettazione strutturale contro l’incendio”;
- **Norma UNI EN 1997-1:2013:**
“Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica - Parte 1: Regole generali”;
- **Norma UNI EN 1998-5:2005:**
“Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”;
- **D.M. del 31.07.2012:**
“Approvazione delle Appendici nazionali recanti i parametri tecnici per l’applicazione degli Eurocodici.”
- **RFI DTC SI PS MA IFS 001 A del 30/12/2016:**
“Manuale di progettazione delle opere civili – Parte II – Sezione 2 – Ponti e Strutture”;

➤ **RFI DTC SI PS SP IFS 001 A del 30/12/2016:**

“Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili – Parte II – Sezione 6 – Opere in conglomerato cementizio e in acciaio”.

➤ **LEGGE n. 1086 05.11.1971:**

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

➤ **• RFI DTC SI PS SP IFS 001 A del 30/12/2016:**

“Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili – Parte II – Sezione 6 – Opere in conglomerato cementizio e in acciaio”.

➤ **STI 2014**

Regolamento (UE) N. 1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «infrastruttura» del sistema ferroviario dell'Unione europea, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019.

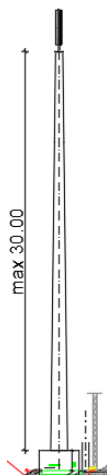
3 DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE

La struttura in oggetto si compone di un palo in acciaio che, attraverso un sistema di piastra e tirafondi, è incastrato ad una fondazione realizzata tramite un blocco unico di calcestruzzo armato di forma parallelepipedica di cui di seguito si dà una rappresentazione parametrica, le cui dimensioni sono state assunte pari a $L \times B \times H =$ lunghezza x larghezza x altezza [espresse in metri].

Dimensioni della fondazione della torre in rilevato su micropali ($n = n^\circ$ pali; $L_{\text{pali}} =$ lunghezza, $D_{\text{pali}} =$ diametro):

| Altezza torre [m] | L [m] | B [m] | H [m] | Pali [n] | L_{pali} [m] | D_{pali} [m] |
|-------------------|-------|-------|-------|----------|-----------------------|-----------------------|
| 30 | 3.0 | 3.0 | 2.0 | 8 | 12.0 | 0.30 |

Le caratteristiche della torre GSMR sono riportate nella tavola , di cui di seguito si riporta uno stralcio (si riportano le caratteristiche della torre di elevazione pari a 30m):



4 DESCRIZIONE DEI MATERIALI

Di seguito si riportano le caratteristiche meccaniche dei materiali da costruzione utilizzati per realizzare il blocco palo.

4.1 Opere in c.a.: Struttura fondazionale

Riferimento normativo UNI EN 206-1 (Specificazione, prestazione, produzione e conformità) e UNI 11104 (Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1).

Calcestruzzo magro per sottofondazione

| | |
|----------------------------------|-----------------|
| Classe di resistenza: | C12/15 (Rck150) |
| Dimensione massima degli inerti: | 30 mm |
| Rapporto A/C | 0.65 |
| Contenuto minimo di cemento: | 200 Kg/mc |
| Classe di consistenza slump: | S3 |
| Classe di esposizione: | X0 |

Calcestruzzo per fondazioni superficiali

| | |
|-------------------------------|-------------------------|
| Classe di resistenza: | C30/37 (Rck370) |
| Classe di esposizione: | XC3 |
| Classe di consistenza slump: | S4 |
| Contenuto minimo di cemento: | 320 Kg/mc |
| Rapporto A/C: | ≤ 0.50 |
| Aggregato: | Conforme a UNI EN 12620 |
| Massima dimensione aggregato: | 32 mm |
| Acqua : | Conforme a UNI EN 1008 |
| Cemento : | CEM II/A-LL 42.5 R |

| | |
|--|---|
| Resistenza caratteristica cubica: | $R_{ck} = 37 \text{ N/mm}^2$ |
| Resistenza caratteristica cilindrica: | $f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$ |
| Resistenza caratteristica cilindrica media: | $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 38 \text{ N/mm}^2$ |
| Resistenza media a trazione semplice: | $f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{2/3} = 2.90 \text{ N/mm}^2$ |
| Resistenza media a trazione per flessione: | $f_{ctm} = 1.2 f_{ctm} = 3.47 \text{ N/mm}^2$ |
| Resistenza caratteristica a trazione semplice (5%): | $f_{ctk} = 0.7 f_{ctm} = 2.43 \text{ N/mm}^2$ |
| Resistenza caratteristica a trazione semplice (95%): | $f_{ctk} = 1.3 f_{ctm} = 3.16 \text{ N/mm}^2$ |

| | |
|------------------------------------|---|
| Modulo di elasticità longitudinale | $E_{cm} = 22.000 [f_{cm}/10]^{0.3} = 32836 \text{ N/mm}^2$ |
| Coefficiente di Poisson | $\nu = 0.1$ |
| Coeff. espansione termica lineare | $\alpha = 10 \times 10^{-6} \text{ per } ^\circ\text{C}^{-1}$ |
| Densità | $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$ |

| | |
|--|--|
| Coefficiente sicurezza SLU | $\gamma_C = 1,50$ |
| Resistenza di calcolo a compressione SLU | $f_{cd} = 0,85 f_{ck} / \gamma_C = 17 \text{ N/mm}^2$ |
| Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) SLU | $f_{ctd} = 0.7 f_{ctk} / \gamma_C = 1.47 \text{ N/mm}^2$ |

| | |
|----------------------------|-------------------|
| Coefficiente sicurezza SLE | $\gamma_C = 1,00$ |
|----------------------------|-------------------|

combinazione rara
 combinazione quasi permanente

$$\sigma_{c,ad} = 0,60 f_{ck} = 18.00 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{c,ad} = 0,45 f_{ck} = 13.50 \text{ N/mm}^2$$

Acciaio per calcestruzzo armato

Acciaio per calcestruzzo armato tipo B 450 C secondo DM 14.01.2008 avente le seguenti caratteristiche:

| | |
|--|---|
| Tensione caratteristica di snervamento | $f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$ |
| Tensione caratteristica di rottura | $f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$ |
| Modulo elastico | $E_s = 206000 \text{ N/mm}^2$ |
| Rapporto | $1,15 \leq (f_t/f_y)_k < 1,35$ (frattile 10%) |
| Rapporto | $(f_y/f_{y, nom})_k \leq 1,25$ (frattile 10%) |
| Allungamento | $(A_{gt})_k \geq 7,5\%$ (frattile 10%) |

Coefficiente sicurezza SLU
 Resistenza di calcolo SLU
 Tensione di calcolo SLE

$$\gamma_s = 1,15$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391,30 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{y,ad} = 0,80 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$$

Miscela cementizie per micropali

| | |
|---|---------------------------|
| tipologia esecutiva: | cementazione semplice |
| classe di resistenza | C25/30 |
| classe di esposizione | XF4 |
| resistenza caratteristica cubica a 28gg | $R_{ck} = 30 \text{ MPa}$ |
| contenuto minimo cemento | 340 kg/m^3 |

Acciaio per carpenteria metallica

Acciaio in profili a sezione cava tipo EN 10210-1 S355 J0H+N

5 TERRENO DI FONDAZIONE

I calcoli, di cui alla presente Relazione Tecnica, sono stati condotti considerando le seguenti caratteristiche geotecniche:

fondazioni che appoggiano sul terreno naturale :

- Angolo d'attrito $\varphi' = 24^\circ$
- Peso specifico $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
- Coesione c' (condizioni drenate) = c_u (condizioni non drenate) = 0 kPa
- Modulo elastico del sottosuolo: $E = 10 \text{ MPa}$

Segue la corrispondente classificazione sismica da utilizzare nella progettazione:

- Vita nominale 75 anni, da cui segue $C_u = 1.5$
- Zona 2
- $PGA = 0.28g$
- Categoria del sottosuolo D

Segue il calcolo degli spettri di progetto da utilizzare nel calcolo strutturale e geotecnico della fondazione:

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate: LONGITUDINE 12.5734, LATTITUDINE 43.3554

Ricerca per comune: REGIONE, PROVINCIA, COMUNE

Elaborazioni grafiche: Grafici spettri di risposta, Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche: Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito: 7.5 km

Reticolo di riferimento: 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 zone individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO **FASE 1** FASE 2 FASE 3

Stato Limite: Stato Limite considerato SLV

Risposta sismica locale: Categoria di sottosuolo D, $S_b = 1.324$, $C_c = 2.206$, Categoria topografica T1, $h/H_s = 1.000$, $S_T = 1.000$

Compon. orizzontale: Spettro di progetto elastico (SLE), Smorzamento ξ (%) 5, $\eta = 1.000$, Spettro di progetto inelastico (SLU), Fattore $q_s = 1$, Regol. in altezza SI

Compon. verticale: Spettro di progetto, Fattore $q_v = 1$, $\eta = 1.000$

Elaborazioni: Grafici spettri di risposta, Parametri e punti spettri di risposta

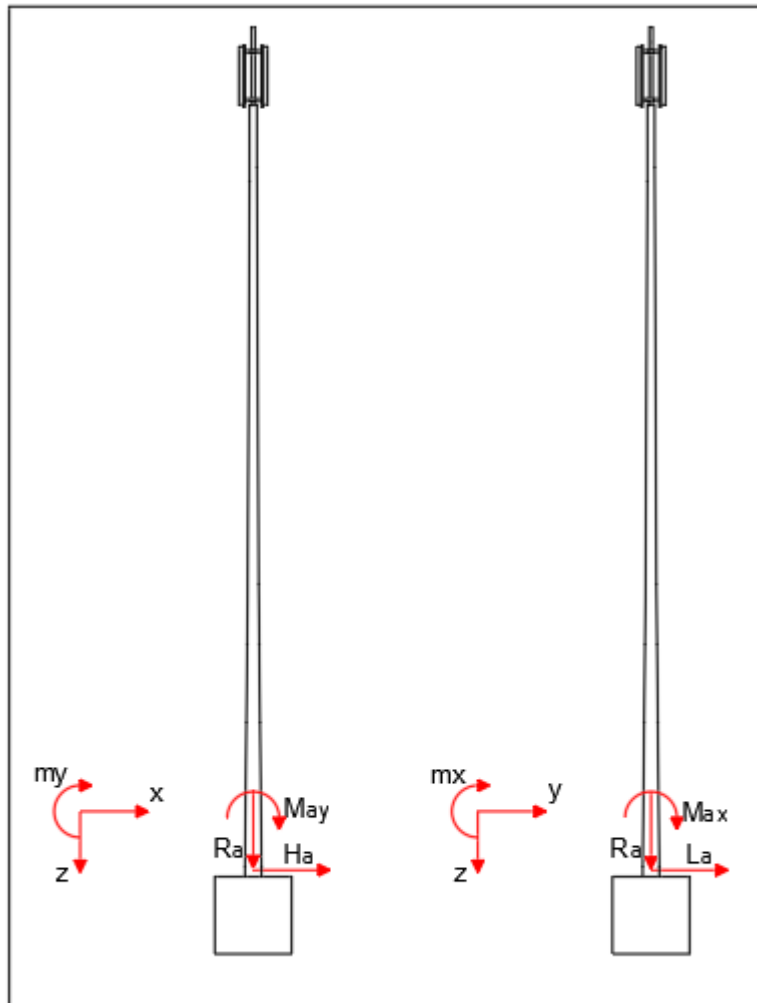
Spettri di risposta: $S_{d,s}$ [g], $S_{v,s}$ [g], $S_{a,s}$ [g]

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

INTRO FASE 1 FASE 2 **FASE 3**

6 MODELLO DI CALCOLO

Per il calcolo delle sollecitazioni alla base della torre faro, si è fatto ricorso allo schema di mensola incastrata, di altezza 30 m:



Le reazioni alla base vengono articolate come segue:

- R_A : reazione nella direzione parallela alla generatrice del palo (asse z);
- L_A : reazione nella direzione x (asse x);
- H_A : reazione nella direzione y (asse y);
- M_{Ay} : momento reagente intorno all'asse y (piano xz);
- M_{Ax} : momento reagente intorno all'asse x (piano yz).

se Y è l'asse del riferimento locale nella direzione dei binari a fianco del blocco palo

7 ANALISI DEI CARICHI

7.1 *Peso proprio elementi strutturali - G1*

Il peso strutturale del palo e degli sbracci si assume, conformemente alle normative in vigore, pari a:

- membrature in acciaio 7850 daN/m³

In funzione della geometria, il peso delle strutture portanti della torre faro risulta:

Peso palo + 3 mensole sostegno corona: 1770 kg → N_C = 1770x9,807 = **17,35 kN**

7.2 *Sovraccarichi permanenti verticali – G2*

Tali carichi sono costituiti dalle forze dovute alle antenne fissate in sommità alla torre:

Peso antenne fissate in sommità alla torre: 943kg → N_C = 943x9,807 = **9,25 kN**

7.3 *Sovraccarichi variabili*

Trattandosi di struttura complessivamente isostatica si è considerato trascurabile l'influenza della temperatura sulle tensioni.

Tra le azioni variabili agiscono sicuramente i carichi dovuti alla neve e all'azione orizzontale del vento.

7.3.1 *Azione della neve – Q₁*

Il carico provocato dalla neve sulle coperture è valutato mediante la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i \times q_{sk} \times C_E \times C_t$$

dove:

q_s carico neve sulla copertura;
μ_i coefficiente di forma della copertura;
q_{sk} valore caratteristico di riferimento carico neve al suolo [kN/m²], per un periodo di ritorno di 50 anni;
C_E coefficiente di esposizione;
C_t coefficiente termico.

Si ipotizza che il carico agisca in direzione verticale e lo si riferisce alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

I valori caratteristici minimi del carico della neve al suolo sono suddivise per zone, ed il sito in esame, provincia di Varese, appartiene al seguente gruppo:

Carico Neve: Zona I - Va $a_s \approx 750$ m
 $q_{sk} = 1,39 \times (1 + (a_s/728)^2) = 2,865 \text{ kN/m}^2$ ($a_s > 200$ m);

Coefficiente di esposizione: $C_E = 1$ Topografia Normale

| Topografia | Descrizione | C_E |
|-------------------|---|-------|
| Battuta dai venti | Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti. | 0,9 |
| Normale | Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi. | 1,0 |
| Riparata | Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti | 1,1 |

Il coefficiente termico: $C_t = 1$

Coefficiente di forma: μ_1

secondo quanto riportato in Tab. 3.4.II per coperture ad una o due falde.

| Coefficiente di forma | $0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$ | $30^\circ < \alpha < 60^\circ$ | $\alpha \geq 60^\circ$ |
|-----------------------|-------------------------------------|--------------------------------------|------------------------|
| μ_1 | 0,8 | $0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$ | 0,0 |

Per $\alpha = 0^\circ$ $\implies \mu_1 = 0,8$.

Da cui:

$$q_s = \mu_i \times q_{sk} \times C_E \times C_t = 2,29 \text{ kN/m}^2$$

Tale carico viene applicato sulla superficie della corona circolare; la forza risultante in testa al palo è:

Carico mensola + corona circolare: $N_{neve} = 2,74 \text{ kN}$

7.3.2 Azione del vento (Q_2 , Q_3)

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

dove:

q_b è la pressione cinetica di riferimento

c_e è il coefficiente di esposizione

c_p è il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento;

c_d è il 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.

7.3.2.1 Pressione cinetica di riferimento

La pressione cinetica di riferimento q_b (in N/m^2) è data dall'espressione:

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2$$

dove:

v_b è la velocità di riferimento del vento (in m/s);

ρ è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a $1,25 \text{ kg/m}^3$

La velocità di riferimento v_b è il valore caratteristico della velocità del vento a 10 m dal suolo su un terreno di categoria di esposizione II (vedi Tab. 3.3.II), mediata su 10 minuti e riferita ad un periodo di ritorno di 50 anni.

In mancanza di specifiche ed adeguate indagini statistiche v_b è data dall'espressione:

$$v_b = v_{b,0} \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

$v_{b,0}$, a_0 , k_a sono parametri forniti nella Tab. 3.3.I e legati alla regione in cui sorge la costruzione in esame,

a_s è l'altitudine sul livello del mare (in m) del sito ove sorge la costruzione.

| 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 |

Per cui essendo $a_s \approx 750 \text{ m}$ e $v_{b,0} = 33 \text{ m/s}$ risulterà:

$$q_b = 670 \text{ N/m}^2$$

7.3.2.2 Coefficiente di esposizione

Il coefficiente di esposizione c_e dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno, e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. In assenza di analisi sul sito, ci si riferisce alla formula:

$$c_e(z) = k_r^2 c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

dove

k_r , z_0 , z_{\min} sono funzione della categoria di esposizione del sito;

c_t è il coefficiente di topografia.

Tabella 3.3.II – Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

| Categoria di esposizione del sito | k_r | z_0 [m] | z_{\min} [m] |
|-----------------------------------|-------|-----------|----------------|
| I | 0,17 | 0,01 | 2 |
| II | 0,19 | 0,05 | 4 |
| III | 0,20 | 0,10 | 5 |
| IV | 0,22 | 0,30 | 8 |
| V | 0,23 | 0,70 | 12 |

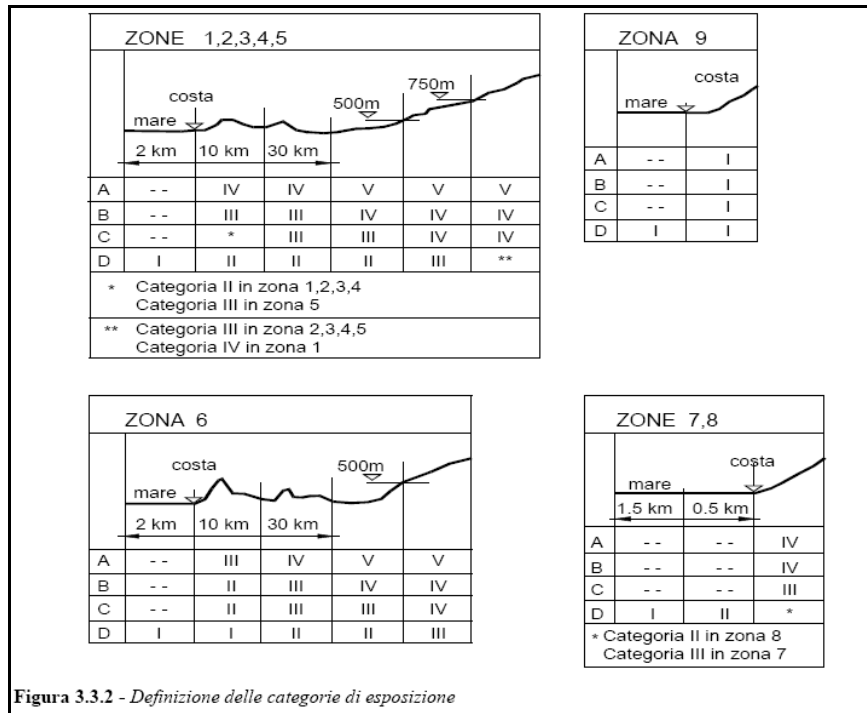
In mancanza di analisi specifiche, la categoria di esposizione è assegnata nella Fig. 3.3.2 del D.M. 2008 in funzione della posizione geografica del sito e della classe di rugosità del terreno definita in Tab. 3.3.III. Nelle fasce entro i 2 km dalla costa di tutte le zone, la categoria di esposizione è indipendente dall'altitudine del sito.

Il coefficiente di topografia c_t è posto generalmente pari a 1, sia per le zone pianeggianti sia per quelle ondulate, collinose e montane.

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.



Essendo la struttura in oggetto in classe di rugosità del terreno D, e trovandosi il sito oltre i 30 km dalla costa e ad una quota non superiore ai 500 m, risulta una classe di esposizione di tipo **III**, a cui corrispondono i valori:

$$k_r = 0,20, z_0 = 0,10m, z_{min} = 5,0m \text{ e } z = 30,0m \quad (\text{Tab. 3.3.II})$$

per cui:

$$c_e = 2,90$$

7.3.2.3 Coefficiente di forma

Il palo può essere considerato come una trave isolata ad anima piena, dove:

$$\phi = S / S_p = 1 \rightarrow c_p = (2,4 - \phi) = 1,4 \quad [\text{C3.3.10.4.1}]$$

con

$$\text{Superficie contorno: } S_p [m^2]$$

$$\text{Superficie parte piena: } S [m^2]$$

La sommità della torre GSM-R è ritenuta assimilabile ad un corpo cilindrico con sezione circolare. Indicato con q il prodotto tra q_b e c_e definiti in precedenza, si ha:

$$c_p = 0,7 \quad d \times (q)^{0,5} \geq 4,2 \quad [\text{C3.3.10.6}]$$

7.3.2.4 Coefficiente dinamico

Il coefficiente dinamico tiene in conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alla risposta dinamica della struttura.

$$c_d = 1$$

In definitiva, per la pressione del vento sul palo si assume il valore:

$$P_{\text{palo}} = q_b c_e c_p c_d A/2$$

Valori del vento in altezza per 30 m palo

| z | p | Cp | Ce | Qb | A |
|----|-------|-----|-------|-------|----------------|
| m | kN/m' | - | - | - | m ² |
| 30 | 0.607 | 1.4 | 2.898 | 0.670 | 0.45 |
| 28 | 0.715 | 1.4 | 2.848 | 0.670 | 0.54 |
| 26 | 0.834 | 1.4 | 2.794 | 0.670 | 0.64 |
| 24 | 0.931 | 1.4 | 2.763 | 0.670 | 0.73 |
| 22 | 1.028 | 1.4 | 2.674 | 0.670 | 0.83 |
| 20 | 1.109 | 1.4 | 2.606 | 0.670 | 0.92 |
| 18 | 1.181 | 1.4 | 2.533 | 0.670 | 1.01 |
| 16 | 1.253 | 1.4 | 2.451 | 0.670 | 1.11 |
| 14 | 1.311 | 1.4 | 2.36 | 0.670 | 1.21 |
| 12 | 1.341 | 1.4 | 2.257 | 0.670 | 1.3 |
| 10 | 1.358 | 1.4 | 2.138 | 0.670 | 1.4 |
| 8 | 1.333 | 1.4 | 1.995 | 0.670 | 1.49 |
| 6 | 1.315 | 1.4 | 1.817 | 0.670 | 1.59 |
| 4 | 1.347 | 1.4 | 1.708 | 0.670 | 1.68 |
| 2 | 1.427 | 1.4 | 1.708 | 0.670 | 1.78 |
| 0 | 1.42 | 1.4 | 1.708 | 0.670 | |

per la pressione del vento sulla sommità della torre si ha:

$$P_{\text{sommità}} = q_b c_e c_p c_d = \mathbf{0,62 \text{ kN/m}^2}$$

7.3.3 *Vento in direzione x (Q₂)*

Il vento nella direzione x viene considerato come un carico uniformemente distribuito sugli elementi che costituiscono la struttura, la cui forza risultante risulta:

Risultante carico vento sul palo: $Q_{2,palo} = 34,76 \text{ kN}$

Risultante carico vento sulla sommità: $Q_{2c} = 1,74 \text{ kN}$

7.3.4 *Vento in direzione y (Q₃)*

Il vento nella direzione y viene considerato come un carico uniformemente distribuito sugli elementi che costituiscono la struttura, la cui forza risultante risulta:

Risultante carico vento sul palo: $Q_{3,palo} = 34,76 \text{ kN}$

Risultante carico vento su sommità torre: $Q_{3c} = 3,48 \text{ kN}$

Per quest'ultima risultante, vale quanto detto al paragrafo precedente.

7.4 Azione Sismica

Le verifiche sono state condotte con il metodo semi-probabilistico.

L'effetto dell'azione sismica di progetto sull'opera nel suo complesso, includendo il volume significativo di terreno, la struttura di fondazione, gli elementi strutturali e non, nonché gli impianti, deve rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio.

Il rispetto degli stati limite si considera conseguito quando

- nei confronti degli stati limite di esercizio siano rispettate le verifiche relative al solo Stato Limite di Danno;
- nei confronti degli stati limite ultimi siano rispettate le indicazioni progettuali e costruttive e siano soddisfatte le verifiche relative al solo Stato Limite di salvaguardia della Vita.

Per Stato Limite di Danno (SLD) s'intende che l'opera, nel suo complesso, a seguito del terremoto, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non provocare rischi agli utenti e non compromette significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali e orizzontali. Lo stato limite di esercizio comporta la verifica delle tensioni di lavoro.

Per Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) si intende che l'opera a seguito del terremoto subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali e impiantistici e significativi danni di componenti strutturali, cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali (creazione di cerniere plastiche secondo il criterio della gerarchia delle resistenze), mantenendo ancora un margine di sicurezza (resistenza e rigidità) nei confronti delle azioni verticali.

Gli stati limite, sia di esercizio sia ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni che l'opera a realizzarsi deve assolvere durante un evento sismico; nel caso di specie per la funzione che l'opera deve espletare nella sua vita utile, è significativo calcolare lo Stato Limite di Danno (SLD) per l'esercizio e lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) per lo stato limite ultimo.

Nel presente progetto è stata verificata la combinazione di carico sismica con riferimento allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV).

7.4.1 Zonazione sismica

I valori dei parametri a_g , F_0 e T_C^* , relativi alla pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento, sono forniti nelle NTC 18, in funzione di prefissati valori del periodo di ritorno T_R . L'accelerazione al sito a_g è espressa in $g/10$, F_0 è adimensionale, T_C^* è espresso in secondi.

I punti del reticolo di riferimento sono definiti in termini di Latitudine e Longitudine ed ordinati a latitudine e longitudine crescenti, facendo variare prima la Longitudine e poi la Latitudine.

Il calcolo oggetto del presente documento è sviluppato per coprire quasi tutto il territorio nazionale.

A questo scopo si assumono a riferimento i seguenti parametri:

- Zona 2
- $PGA = 0.28g$

7.4.2 Vita Nominale

La vita nominale di un'opera strutturale è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve essere usata per lo scopo al quale è destinata. Nel caso in oggetto, la vita nominale risulta $V_N = 75$ anni.

7.4.3 Classe d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operativa o di un'eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classe d'uso. Nel caso in oggetto, si fa riferimento alla **Classe III**: "Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi".

7.4.4 Periodo di riferimento per l'azione sismica

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U . Tale coefficiente è funzione della classe d'uso e nel caso specifico assume valore pari a $C_U = 1,5$ per la classe d'uso III.

$$V_R = V_N \times C_U = 75 \times 1,5 = 112,5 \text{ anni}$$

7.4.5 Azioni di progetto

Le azioni di progetto si ricavano, ai sensi delle NTC, dalle accelerazioni a_g e dalle relative forme spettrali.

Le forme spettrali previste dalle NTC sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione dei tre parametri:

- 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.

Le forme spettrali previste dalle NTC sono caratterizzate da prescelte probabilità di superamento e da vite di riferimento. A tal fine occorre fissare:

- la vita di riferimento V_R della costruzione;
- le probabilità di superamento nella vita di riferimento P_{VR} associate agli stati limite considerati, per individuare infine, a partire dai dati di pericolosità sismica disponibili, le corrispondenti azioni sismiche.

A tal fine si utilizza come parametro caratterizzante la pericolosità sismica, il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R , espresso in anni. Fissata la vita di riferimento V_R , i due parametri T_R e P_{VR} sono immediatamente esprimibili, l'uno in funzione dell'altro, mediante la seguente espressione:

$$T_R = - \frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = - \frac{112,5}{\ln(1 - 0,1)} = \sim 1068 \text{ anni}$$

Qualora la attuale pericolosità sismica sul reticolo di riferimento non contempli il periodo di ritorno T_R corrispondente alla V_R e alla P_{VR} fissate, il valore del generico parametro p (a_g , F_0 e T_{C^*}) ad esso corrispondente potrà essere ricavato per interpolazione, a partire dai dati relativi ai T_R previsti nella pericolosità sismica, utilizzando l'espressione seguente:

$$\log(p) = \log(p_1) + \log\left(\frac{p_2}{p_1}\right) \times \log\left(\frac{T_R}{T_{R1}}\right) \times \left[\log\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right)\right]^{-1}$$

7.4.6 **Amplificazione stratigrafica**

La Categoria di sottosuolo scelta è la **Categoria D**: “*Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.*”.

7.4.7 **Condizioni topografiche**

Con riferimento alle caratteristiche della superficie topografica inerente l'opera in oggetto, si adotta la seguente categoria topografica:

Categoria topografica T1: Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$.

7.4.8 **Classe di duttilità**

La costruzione oggetto della presente relazione, soggetta all'azione sismica, non dotata di appositi dispositivi dissipativi, è stata progettata considerando un comportamento strutturale dissipativo. Nel comportamento strutturale dissipativo, gli effetti combinati delle azioni sismiche e delle altre azioni sono calcolati tenendo conto delle non linearità di comportamento (di materiale sempre, geometriche quando rilevanti). In particolare è stata adottata la “Classe di duttilità bassa (CD”B”)”.

7.4.9 **Regolarità**

La struttura è rispondente a tutti i requisiti di regolarità in pianta ed in elevazione

Regolare in pianta SI

Regolare in altezza SI

7.4.10 **Tipologia strutturale e fattore di struttura**

La struttura è classificabile come:

Struttura a mensola o a pendolo inverso

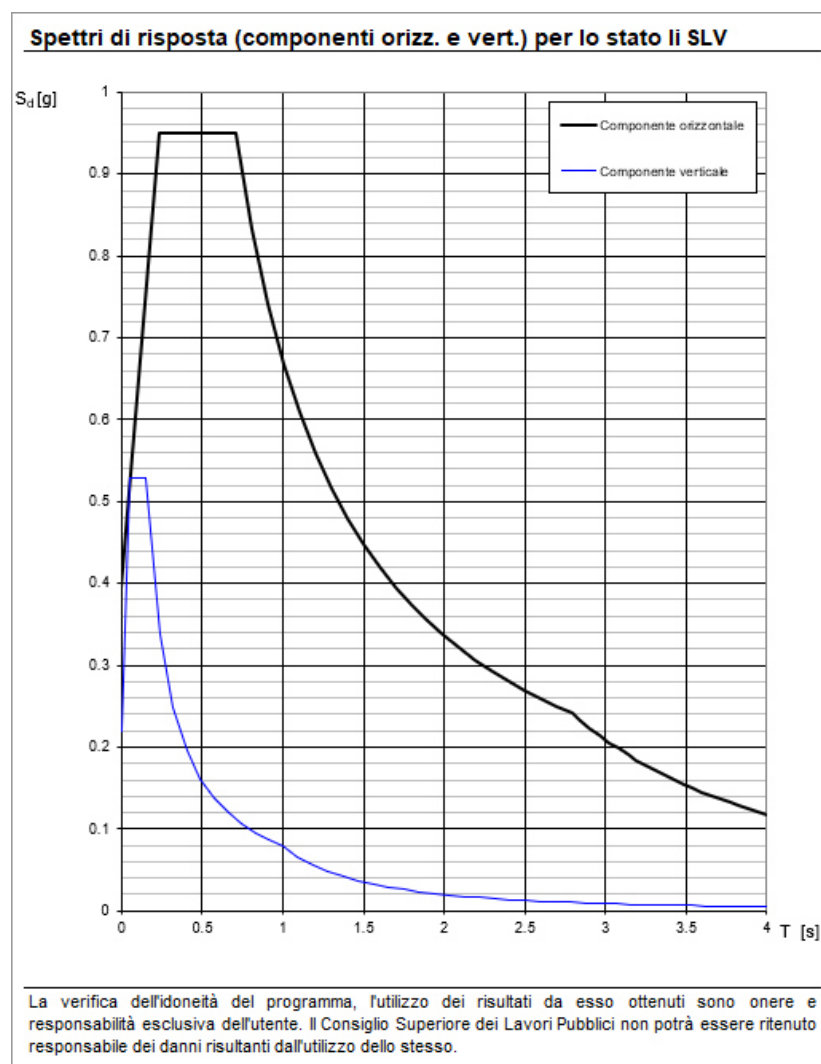
7.4.10.1 Fattore di struttura

Il valore del fattore di struttura q , da utilizzare per ciascuna direzione della azione sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e prende in conto le non linearità del materiale. Detto fattore è ipotizzato pari a 1, in ragione di quanto prescritto, di seguito riportato:

Le strutture di fondazione e i relativi elementi strutturali devono essere progettati sulla base della domanda ad essi trasmessa dalla struttura sovrastante attribuendo loro comportamento strutturale non dissipativo, indipendentemente dal comportamento attribuito alla struttura su di essi gravante.

7.4.11 Spettri di risposta

Di seguito si riporta lo spettro di risposta per il sito in esame, con evidenza dell'accelerazione spettrale di riferimento:



La massima accelerazione spettrale di riferimento viene assunta pari a $a_g/g = 0,95$, ipotesi questa comunque cautelativa considerati i periodi propri delle torri, calcolati con analisi modali dei modelli di calcolo agli elementi finiti, di cui nella seguente tabella si riportano i valori per le prime forme modali.

Nella tabella per completezza si indicano anche della massa modale efficace, delle prime forme modali e totali per le diverse tipologie di torre.

Tabella riassuntiva dei periodi propri principali e della massa partecipante

| Modo n° | Periodo Sec | UX | UY | ΣUX | ΣUY |
|---------|----------------|---------|---------|-------------|-------------|
| - | - | - | - | - | - |
| 30 m | | | | | |
| 1 | 1.26 | 0.51193 | 0 | 0.51193 | 0 |
| 2 | 1.26 | 0 | 0.51202 | 0.51193 | 0.51202 |
| 3 | 0.3 | 0.19394 | 0 | 0.70586 | 0.51202 |
| 4 | 0.3 | 0 | 0.19422 | 0.70586 | 0.70624 |

Nelle figure che seguono si riportano i modi di vibrare delle prime forme modali per la torre di massima elevazione (altezza 30m).

Periodo proprio approssimato per palo 30m da SAP2000

$$T_1 = T_2 = 1.26 \text{ sec.}$$

Deformed Shape (MODAL) - Mode 1; T = 1.26463; f = 0.79074



Click on any joint for displacement values Start Animation GLOBAL KN, m, C

$$T_3 = T_3 = 0.30 \text{ sec.}$$

Deformed Shape (MODAL) - Mode 3; T = 0.29586; f = 3.38001



Click on any joint for displacement values Start Animation GLOBAL KN, m, C

8 COMBINAZIONI DEI CARICHI

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

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

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1} Q_{K1} + \gamma_{Q2} \psi_{02} Q_{K2} + \gamma_{Q3} \psi_{03} Q_{K3} + \dots$$

Combinazione caratteristica (rara), impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili (verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7 NTC 08):

$$G_1 + G_2 + P + Q_{K1} + \psi_{02} Q_{K2} + \psi_{03} Q_{K3} + \dots$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} Q_{K1} + \psi_{22} Q_{K2} + \psi_{23} Q_{K3} + \dots$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} Q_{K1} + \psi_{22} Q_{K2} + \psi_{23} Q_{K3} + \dots$$

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

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} Q_{K1} + \psi_{22} Q_{K2} + \dots$$

Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} Q_{K1} + \psi_{22} Q_{K2} + \dots$$

Le condizioni elementari di carico sono opportunamente combinate per determinare le condizioni più sfavorevoli per ciascun elemento strutturale.

Nelle combinazioni per SLE, si intende che vengono omessi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 .

In presenza di Azioni Sismiche la predetta normativa, per le combinazioni di carico, prevede la seguente espressione:

$$G_2 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

dove:

E Azione sismica per lo stato limite preso in esame

G_1 e G_2 Carichi permanenti al loro valore caratteristico

P Valore caratteristico della precompressione.

Q_{kj} azioni variabili al loro valore caratteristico.

adottando ψ_{2j} indicati nella seguente tabella:

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

ne segue che per l'azione del vento e della neve si pone $\psi_{2j} = 0$.

Inoltre sempre secondo le prescrizioni di cui al Paragrafo 7.2.1, bisogna tener conto solo delle due componenti orizzontali dell'azione, da considerare tra di loro indipendenti (sisma agente in senso longitudinale, sisma agente in senso trasversale).

Poiché l'analisi viene eseguita in campo lineare, la risposta può essere calcolata separatamente, per ciascuna delle due componenti, e gli effetti possono essere combinati quindi successivamente secondo la seguente espressione:

$$1,00 \cdot E_x + 0,30 \cdot E_y + 0,30 \cdot E_z$$

con rotazione degli indici, essendo E_i l'azione diretta secondo la direzione i ($= x, y, z$).

Nel caso in esame si pone quindi $E_z=0$.

8.1.1 *Approccio agli Stati Limite*

Di seguito si riportano i coefficienti parziali da adottare, secondo le NTC

Coeff. parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

| CARICHI | EFFETTO | Coeff. parziale γ_F | EQU | (A1) STR | (A2) GEO |
|--|-------------|----------------------------|-----|----------|----------|
| Carichi permanenti G_1 | Favorevoli | γ_{G1} | 0,9 | 1,0 | 1,0 |
| | Sfavorevoli | | 1,3 | 1,3 | 1,0 |
| Carichi permanenti non strutturali G_2 | Favorevoli | γ_{G2} | 0,8 | 0,8 | 0,8 |
| | Sfavorevoli | | 1,5 | 1,5 | 1,3 |
| Azioni variabili Q | Favorevoli | γ_{Qi} | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| | Sfavorevoli | | 1,5 | 1,5 | 1,3 |

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

| | | Coeff. Parziale γ_M | (M1) | (M2) |
|-----------------------------------|----------------|----------------------------|------|------|
| Tang. angolo resistenza al taglio | $\tan \phi'_k$ | $\gamma_{\phi'}$ | 1,00 | 1,25 |
| Coesione efficace | c'_k | $\gamma_{c'}$ | 1,00 | 1,25 |
| Resistenza non drenata | c_{uk} | γ_{cu} | 1,00 | 1,40 |

Coeff. parziali γ_R per le verifiche agli SLU di pali infissi

| Resistenza | Simbolo | Pali infissi | | |
|--------------------------|---------------|--------------|------|------|
| | | (R1) | (R2) | (R3) |
| Base | γ_b | 1,0 | 1,45 | 1,15 |
| Laterale in compressione | γ_s | 1,0 | 1,45 | 1,15 |
| Totale ^(*) | γ_t | 1,0 | 1,45 | 1,15 |
| Laterale in trazione | γ_{st} | 1,0 | 1,6 | 1,25 |

8.1.2 Condizioni di carico

Nel caso specifico la struttura è stata risolta per le condizioni di carico elementari di seguito definite:

| | |
|----------------|--|
| G ₁ | Peso proprio strutturale |
| G ₂ | Peso proprio non strutturale |
| Q ₁ | Carico accidentale da neve |
| Q ₂ | Carico accidentale vento longitudinale alle mensole |
| Q ₃ | Carico accidentale vento trasversale alle mensole |
| Sisma X | Forza sismica diretta longitudinalmente alle mensole |
| Sisma Y | Forza sismica diretta trasversalmente alle mensole |

8.1.3 Combinazioni di carico di progetto

Di seguito si riportano le combinazioni dei carichi elaborate al fine di determinare le condizioni più sfavorevoli.

| combinazione | G1 | G2 | Q1_neve | Q2_vento x | Q3_vento y |
|--------------|-----|-----|--------------|--------------|--------------|
| A1 - SLU1 | 1,3 | 1,5 | 0 | 0 | 0 |
| A1 - SLU2 | 1,3 | 1,5 | 1,5 | 1.5*0.6=0.90 | 0 |
| A1 - SLU3 | 1,3 | 1,5 | 1,5 | 0 | 1.5*0.6=0.90 |
| A1 - SLU4 | 1,3 | 1,5 | 1.5*0.5=0.75 | 1,5 | 0 |
| A1 - SLU5 | 1,3 | 1,5 | 1.5*0.5=0.75 | 0 | 1,5 |
| A1 - SLU6 | 1,3 | 1,5 | 0 | 1.5*0.6=0.90 | 1.5*0.6=0.90 |

| combinazione | G1 | G2 | Q1_neve | Q2_vento x | Q3_vento y |
|--------------|----|-----|--------------|--------------|--------------|
| A2 - SLU1 | 1 | 1,3 | 0 | 0 | 0 |
| A2 - SLU2 | 1 | 1,3 | 1,3 | 1.3*0.6=0.78 | 0 |
| A2 - SLU3 | 1 | 1,3 | 1,3 | 0 | 1.3*0.6=0.78 |
| A2 - SLU4 | 1 | 1,3 | 1.3*0.5=0.65 | 1,3 | 0 |
| A2 - SLU5 | 1 | 1,3 | 1.3*0.5=0.65 | 0 | 1,3 |
| A2 - SLU6 | 1 | 1,3 | 0 | 1.3*0.6=0.78 | 1.3*0.6=0.78 |

| combinazione | G1 | G2 | E |
|--------------|----|----|---|
| SLV | 1 | 1 | 1 |

| combinazione | G1 | G2 | Q1_neve | Q2_vento x | Q3_vento y |
|--------------|----|-----|----------------|----------------|----------------|
| EQ1 | 1 | 1,5 | 0 | 0 | 0 |
| EQ2 | 1 | 1,5 | 1,5 | $1.5*0.6=0.90$ | 0 |
| EQ3 | 1 | 1,5 | 1,5 | 0 | $1.5*0.6=0.90$ |
| EQ4 | 1 | 1,5 | $1.5*0.5=0,75$ | 1,5 | 0 |
| EQ5 | 1 | 1,5 | $1.5*0.5=0,75$ | 0 | 1,5 |
| EQ6 | 1 | 1,5 | 0 | $1.5*0.6=0.90$ | $1.5*0.6=0.90$ |

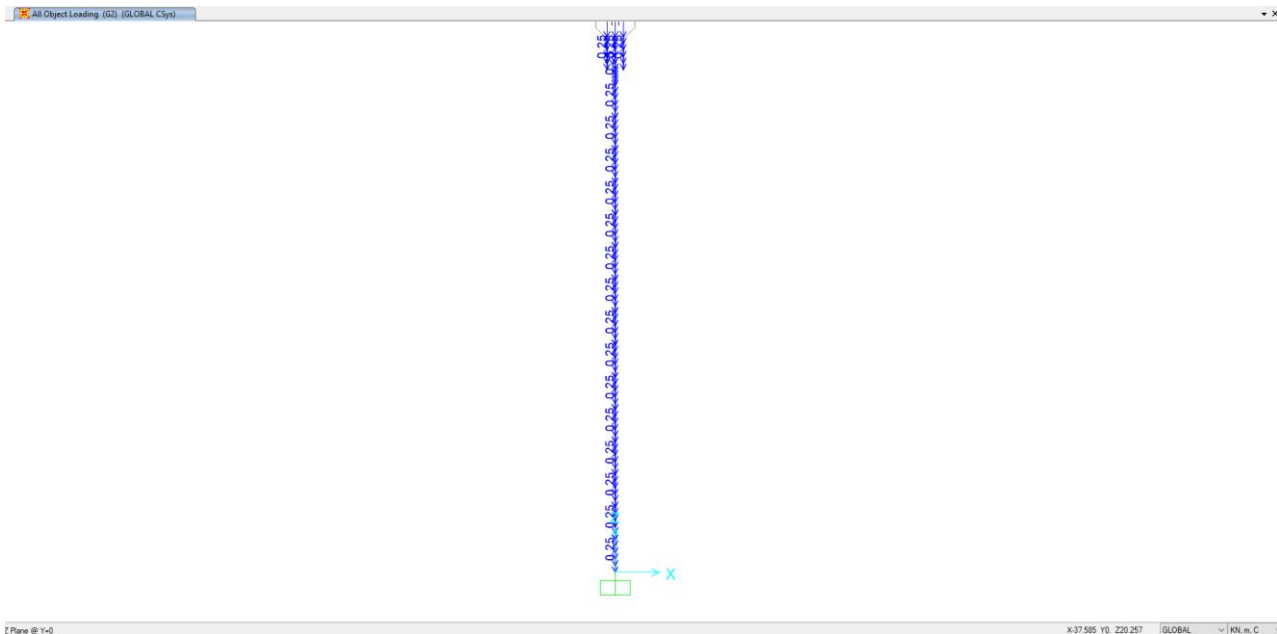
9 REAZIONI ALLA BASE

Considerando lo schema di calcolo di mensola incastrata alla base caricata con le azioni descritte ai paragrafi precedenti, le azioni sulla quota di imposta della fondazione sono state desunte attraverso un foglio di calcolo realizzato ad hoc per la struttura in esame che combina le forze agenti trasmesse dalla parte in elevazione (torre) con quelle indotte dall'opera fondazionale (peso proprio). Nei seguenti paragrafi si riportano:

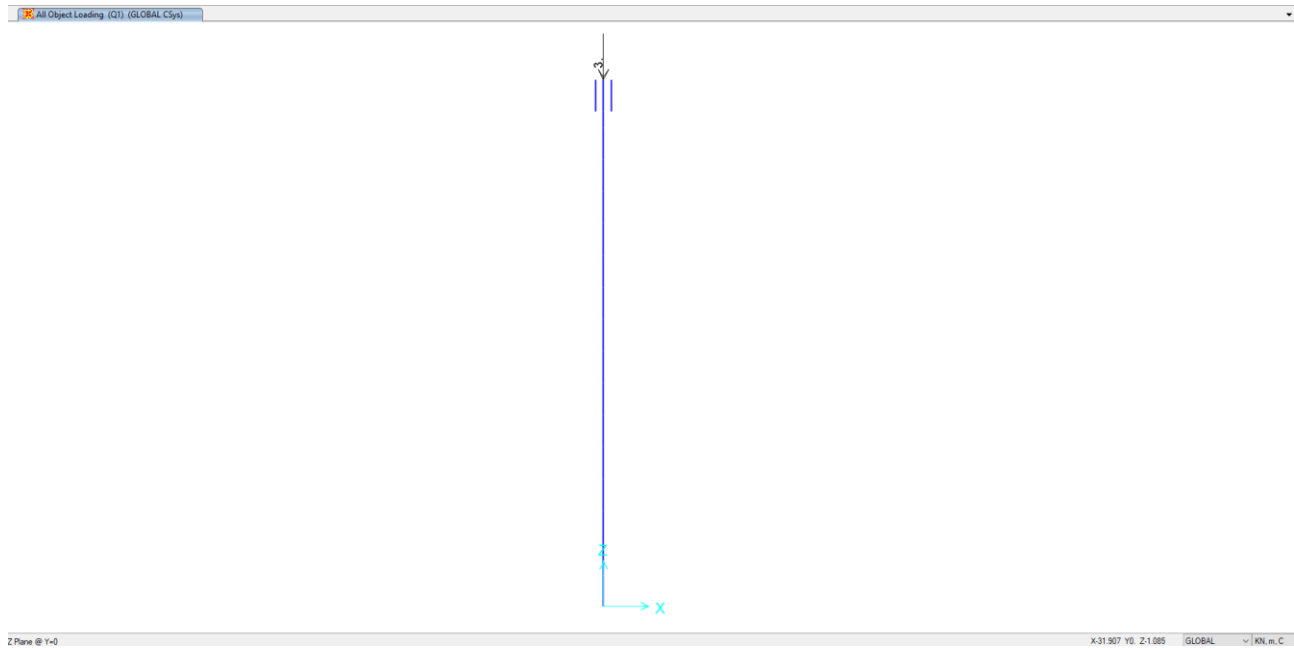
- Le forze imposte sul modello strutturale per schematizzare i diversi casi di carico; il peso proprio della torre è stato valutato automaticamente dal software di calcolo agli elementi finiti in un caso di carico separato in riferimento alle caratteristiche di materiale e geometria fornite in input;
- Le azioni interne indotte dalle diverse tipologie di carico (le azioni interne non rappresentate hanno valore nullo) da cui sono stati dedotti i valori delle azioni al piano di imposta della fondazione;
- La azioni sollecitanti di progetto al piano di imposta della fondazione per le diverse combinazioni dei carichi.

9.1 Palo H=30 m

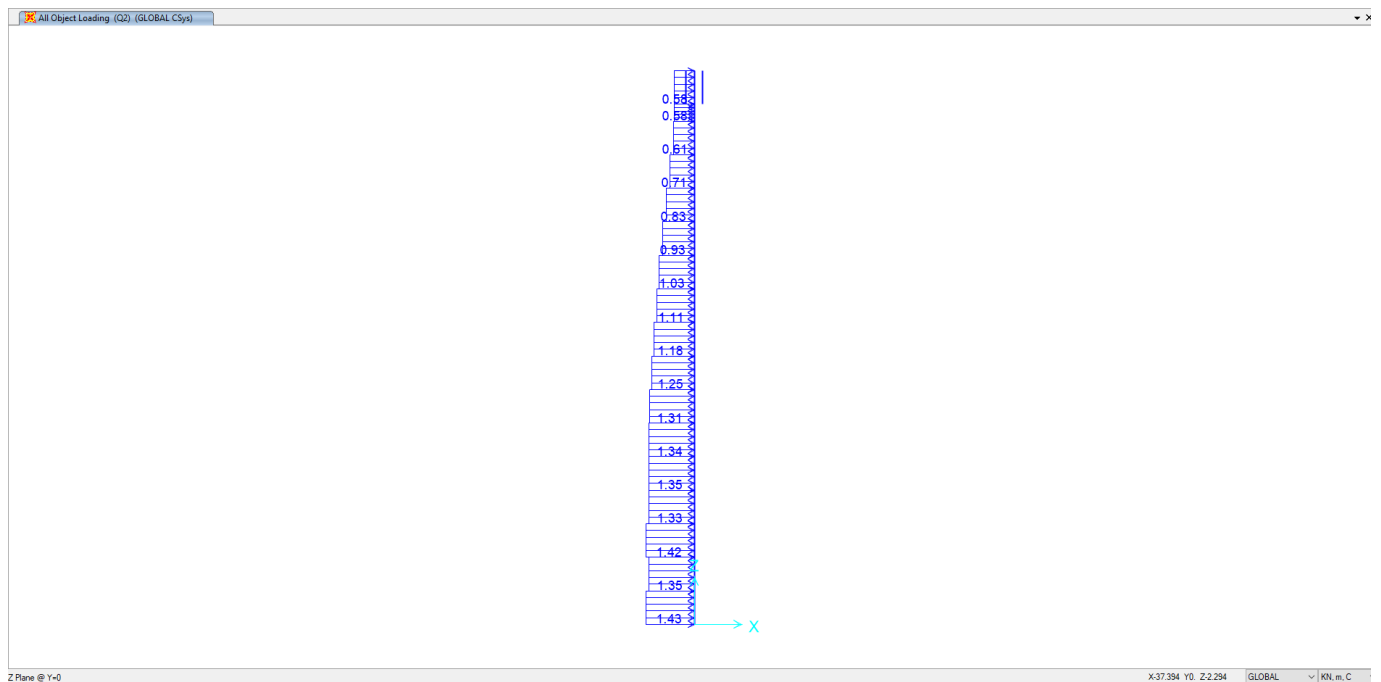
Forze imposte sul modello strutturale per schematizzare il peso proprio non strutturale G_2



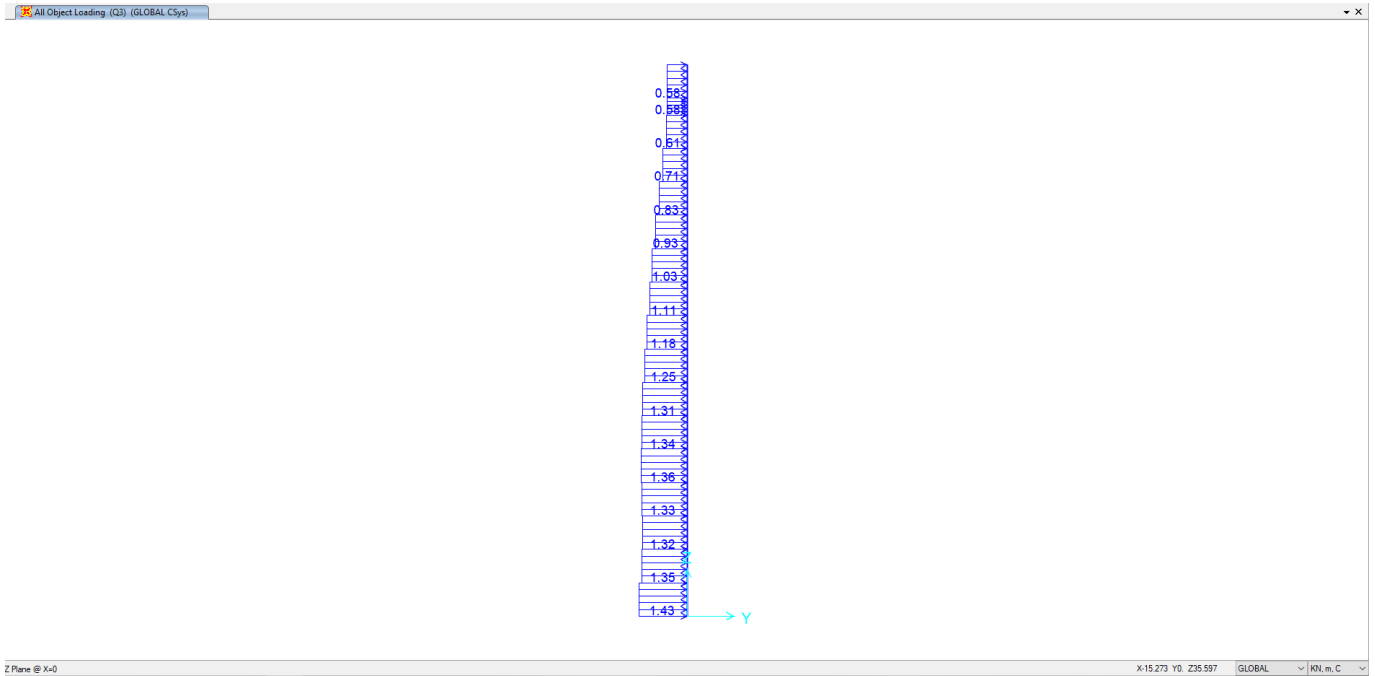
Forze imposte sul modello strutturale per schematizzare il carico di neve Q_1



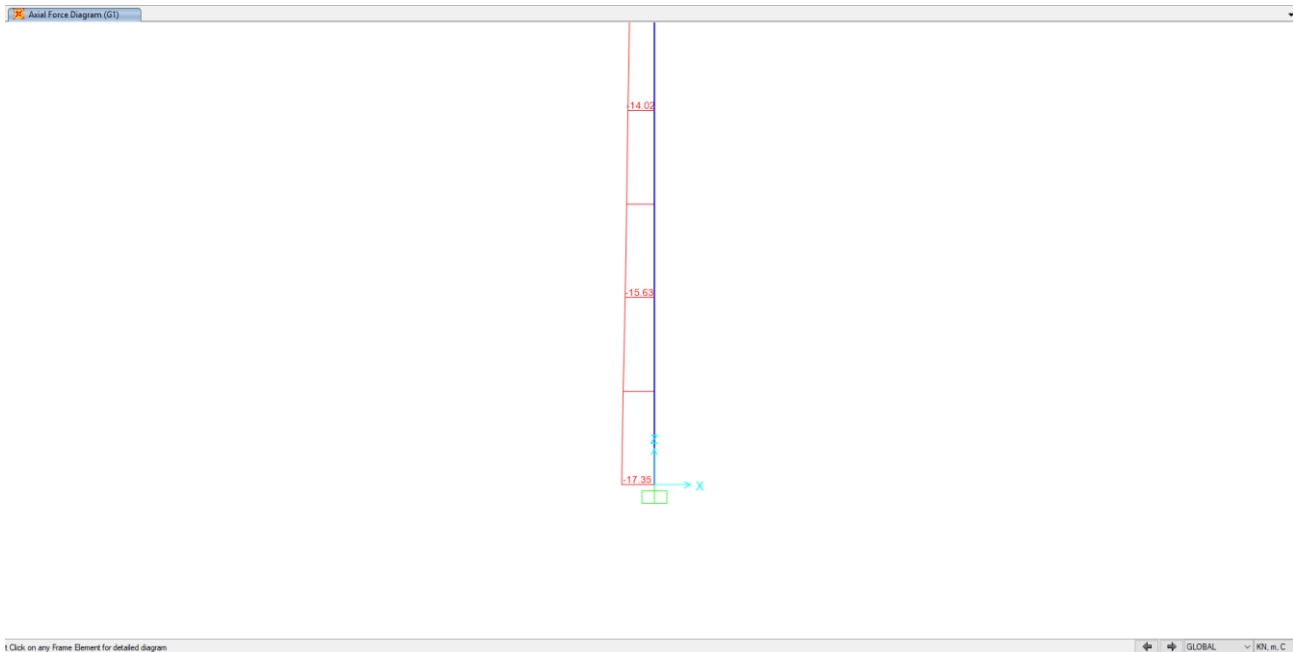
Forze imposte sul modello strutturale per schematizzare il vento (direzione x) sulle mensole Q_2



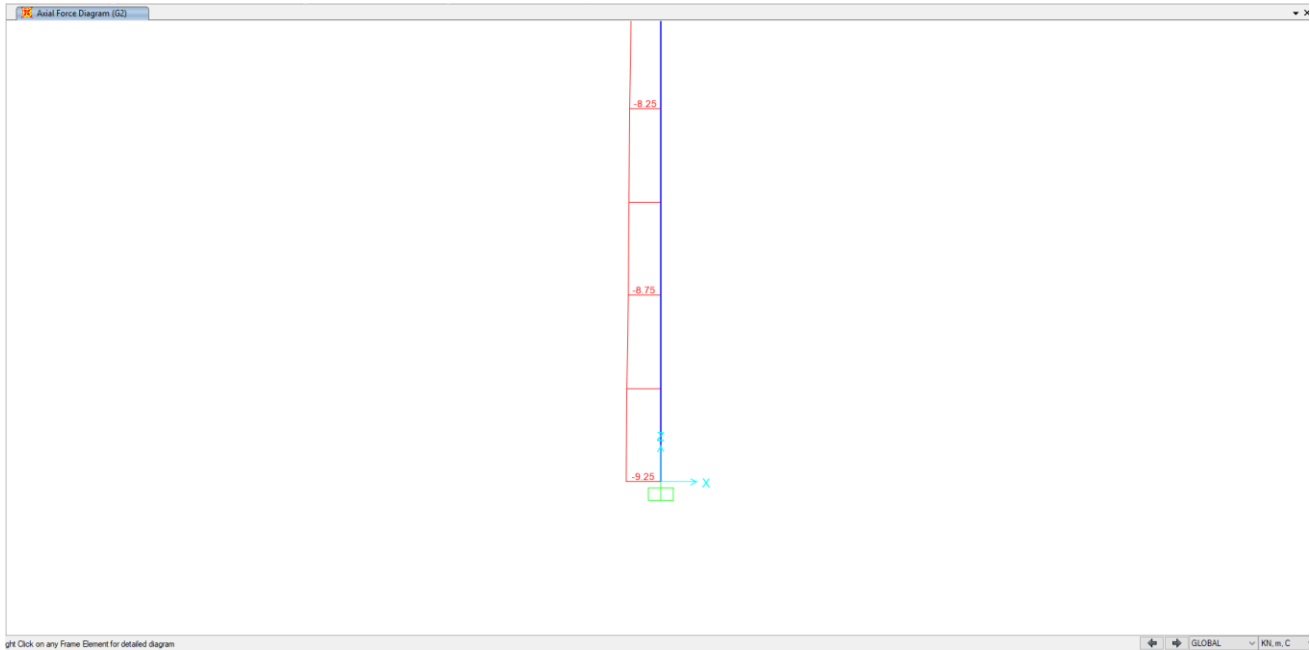
Forze imposte sul modello strutturale per schematizzare il vento (direzione y) sulle mensole Q_3



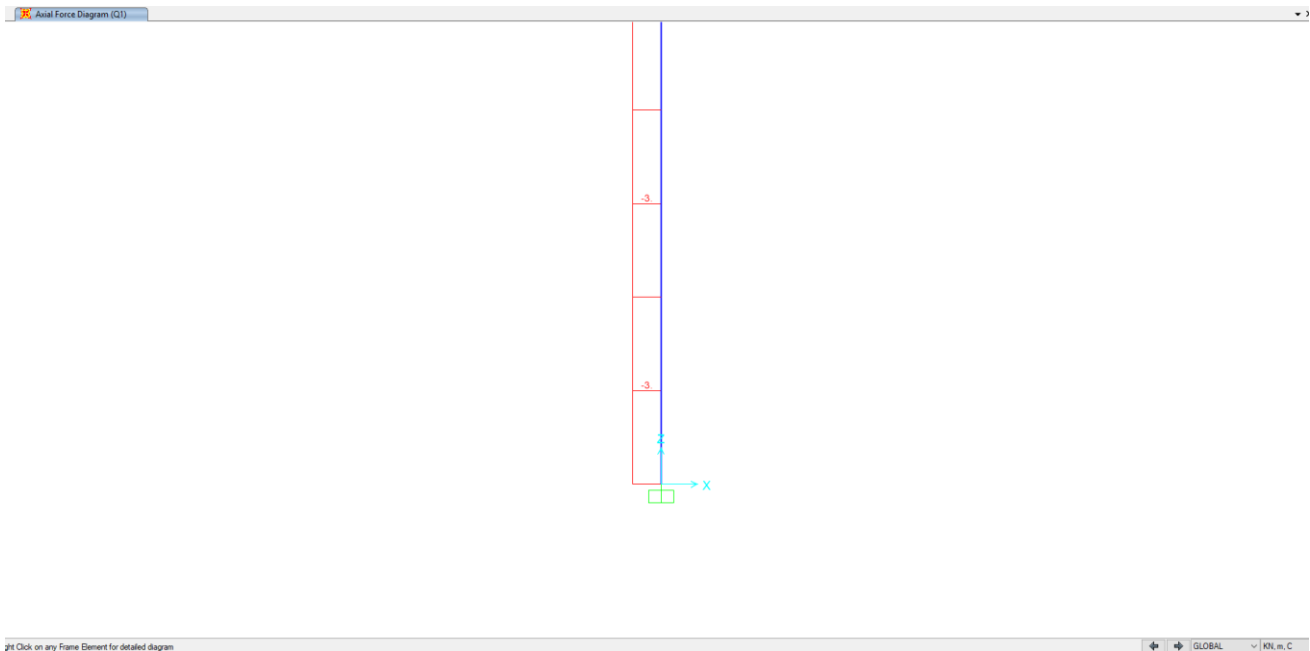
Caso di carico: peso proprio strutturale G_1 - Azione assiale (direzione z) alla base della torre



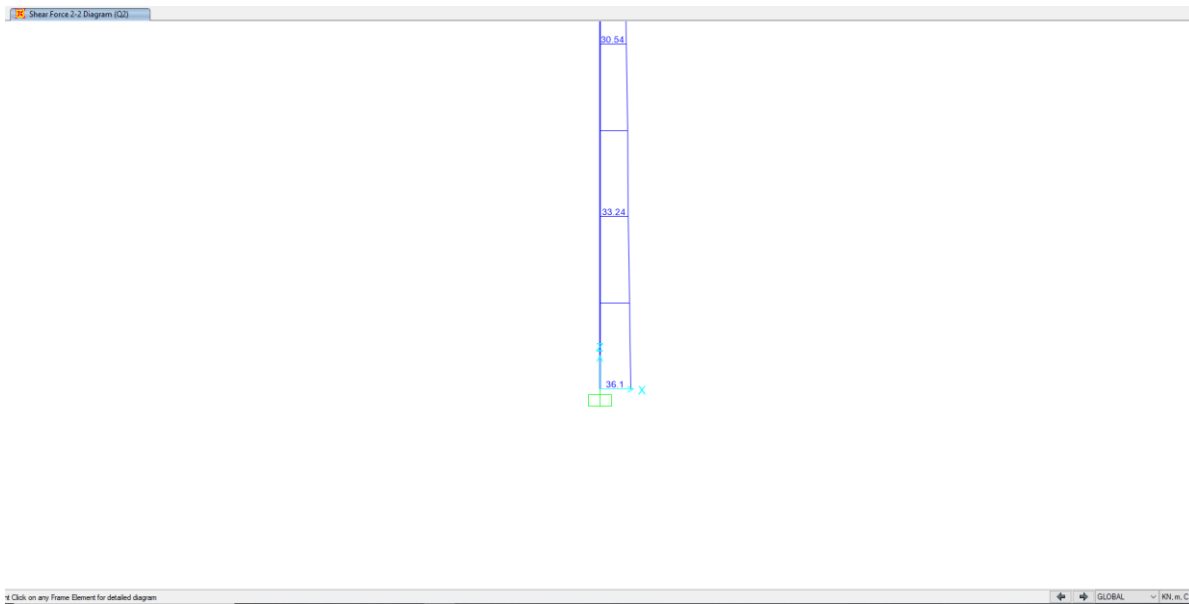
Caso di carico: peso proprio non strutturale G_2 - Azione assiale (direzione z) alla base della torre



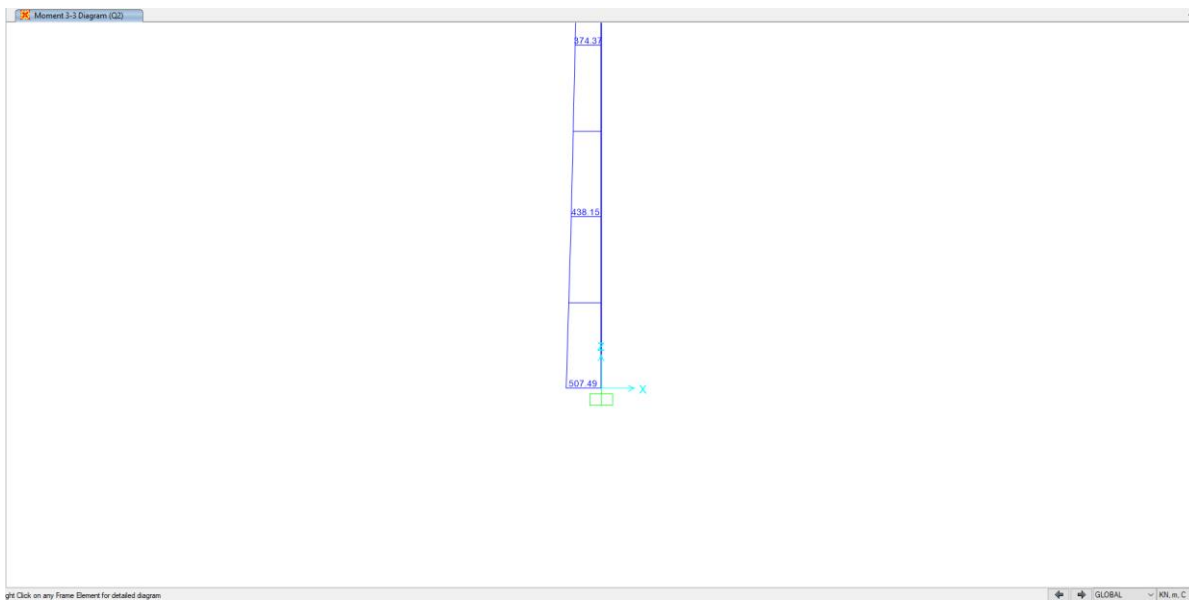
Caso di carico: carico accidentale da neve Q_1 - Azione assiale (direzione z) alla base della torre



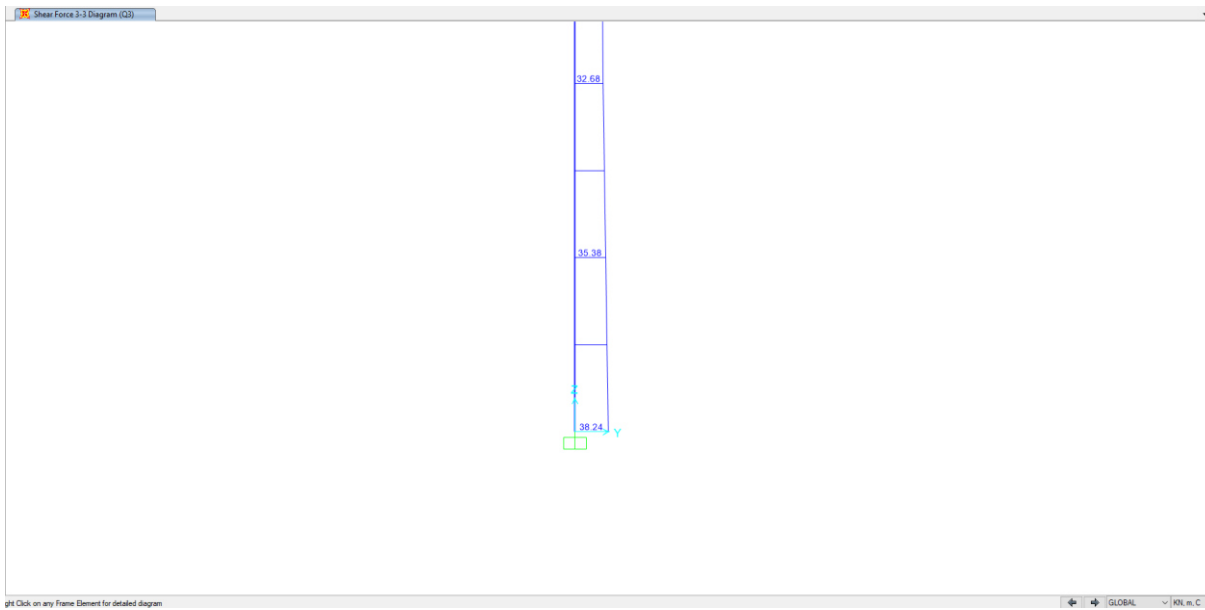
Caso di carico: carico accidentale vento (direzione x) alle mensole Q_2 – Taglio nella direzione x $V_{sd,x}$ alla base della torre



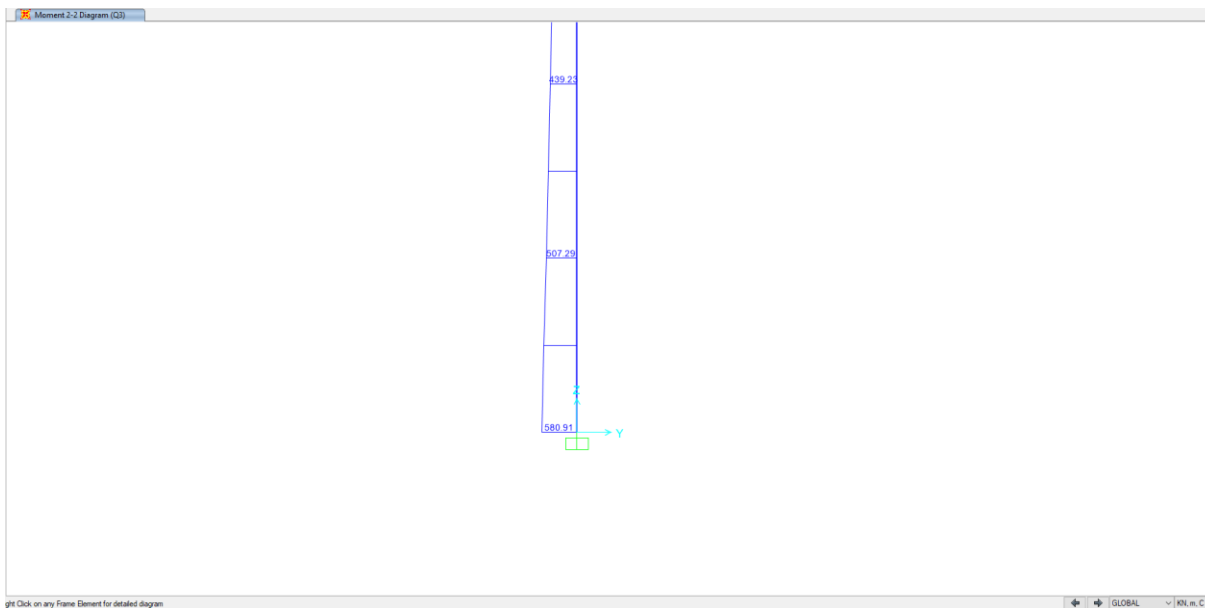
Caso di carico: Carico accidentale vento (direzione x) alle mensole Q_2 – Momento flettente attorno ad asse y $M_{sd,y}$ alla base della torre



Caso di carico: Carico accidentale vento (direzione y) alle mensole Q_3 – Taglio nella direzione y $V_{Sd,y}$ alla base della torre



Caso di carico: Carico accidentale vento (direzione y) alle mensole Q_3 – Momento flettente attorno ad asse x $M_{Sd,x}$ alla base della torre



Azioni sul piano superiore della fondazione :

| COMBINAZIONI SLU - A1 | R_A | L_A | H_A | M_{Ay} | M_{Ax} |
|-----------------------|-------|-------|-------|----------|----------|
| | kN | kN | kN | kNm | kNm |
| A1-SLU1 | 36 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| A1-SLU2 | 41 | 32 | 0 | 0 | 457 |
| A1-SLU3 | 41 | 0 | 34 | 523 | 0 |
| A1-SLU4 | 39 | 54 | 0 | 0 | 761 |
| A1-SLU5 | 39 | 0 | 57 | 872 | 0 |
| A1-SLU6 | 36 | 32 | 34 | 523 | 457 |

| COMBINAZIONI SLV | R_A | L_A | H_A | M_{Ay} | M_{Ax} |
|------------------|-------|-------|-------|----------|----------|
| | kN | kN | kN | kNm | kNm |
| SLV | 27 | 9 | 9 | 179 | 179 |

| COMBINAZIONI SLU - A2 | R_A | L_A | H_A | M_{Ay} | M_{Ax} |
|-----------------------|-------|-------|-------|----------|----------|
| | kN | kN | kN | kNm | kNm |
| A2-SLU1 | 29 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| A2-SLU2 | 33 | 28 | 0 | 0 | 396 |
| A2-SLU3 | 33 | 0 | 30 | 453 | 0 |
| A2-SLU4 | 31 | 47 | 0 | 0 | 660 |
| A2-SLU5 | 31 | 0 | 50 | 755 | 0 |
| A2-SLU6 | 29 | 28 | 30 | 453 | 396 |

| COMBINAZIONI EQU | R_A | L_A | H_A | M_{Ay} | M_{Ax} |
|------------------|-------|-------|-------|----------|----------|
| | kN | kN | kN | kNm | kNm |
| EQU1 | 31 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| EQU2 | 36 | 32 | 0 | 0 | 457 |
| EQU3 | 36 | 0 | 34 | 523 | 0 |
| EQU4 | 33 | 54 | 0 | 0 | 761 |
| EQU5 | 33 | 0 | 57 | 871 | 0 |
| EQU6 | 31 | 32 | 34 | 523 | 457 |

Azioni sul piano inferiore della fondazione su micropali (3.0x3.0x2.0) calcolate nel modo seguente:

Combinazione A1: $R_A^{Int} = \gamma_G * L * B * H * \rho_c + R_A^{ext} = 1.3 * 3 * 3 * 2 * 25 + R_A^{ext}$

$$L_A^{Int} = L_A^{ext}$$

$$H_A^{Int} = H_A^{ext}$$

$$M_{Ay}^{Int} = H_A^{ext} * H + M_{Ay}^{ext} = H_A^{ext} * 2 + M_{Ay}^{ext}$$

$$M_{Ax}^{Int} = L_A^{ext} * H + M_{Ax}^{ext} = L_A^{ext} * 2 + M_{Ax}^{ext}$$

| COMBINAZIONI SLU - A1 | R_A^{Int} | L_A^{Int} | H_A^{Int} | M_{Ay}^{Int} | M_{Ax}^{Int} |
|-----------------------|-------------|-------------|-------------|----------------|----------------|
| | kN | kN | kN | kNm | kNm |
| A1-SLU1 | 621 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| A1-SLU2 | 626 | 32 | 0 | 0 | 522 |
| A1-SLU3 | 626 | 0 | 34 | 592 | 0 |
| A1-SLU4 | 624 | 54 | 0 | 0 | 870 |
| A1-SLU5 | 624 | 0 | 57 | 986 | 0 |
| A1-SLU6 | 621 | 32 | 34 | 592 | 522 |

Combinazioni SLV, A2, EQU: $R_A^{Int} = \gamma_G * L * B * H * \rho_c + R_A^{ext} = 1.0 * 3 * 3 * 2 * 25 + R_A^{ext}$

$$L_A^{Int} = L_A^{ext}$$

$$H_A^{Int} = H_A^{ext}$$

$$M_{Ay}^{Int} = H_A^{ext} * H + M_{Ay}^{ext} = H_A^{ext} * 2 + M_{Ay}^{ext}$$

$$M_{Ax}^{Int} = L_A^{ext} * H + M_{Ax}^{ext} = L_A^{ext} * 2 + M_{Ax}^{ext}$$

| COMBINAZIONI SLV | R_A^{Int} | L_A^{Int} | H_A^{Int} | M_{Ay}^{Int} | M_{Ax}^{Int} |
|------------------|-------------|-------------|-------------|----------------|----------------|
| | kN | kN | kN | kNm | kNm |
| SLV | 477 | 9 | 9 | 196 | 196 |

| COMBINAZIONI SLU - A2 | R_A^{Int} | L_A^{Int} | H_A^{Int} | M_{Ay}^{Int} | M_{Ax}^{Int} |
|-----------------------|-------------|-------------|-------------|----------------|----------------|
| | kN | kN | kN | kNm | kNm |
| A2 - SLU1 | 479 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| A2 - SLU2 | 483 | 28 | 0 | 0 | 452 |

| | | | | | |
|-----------|-----|----|----|-----|-----|
| A2 - SLU3 | 483 | 0 | 30 | 513 | 0 |
| A2 - SLU4 | 481 | 47 | 0 | 0 | 754 |
| A2 - SLU5 | 481 | 0 | 50 | 855 | 0 |
| A2 - SLU6 | 479 | 28 | 30 | 513 | 452 |

| COMBINAZIONI EQU | R_A | L_A | H_A | M_{Ay} | M_{Ax} |
|------------------|-------|-------|-------|----------|----------|
| | kN | kN | kN | kNm | kNm |
| EQU1 | 481 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| EQU2 | 486 | 32 | 0 | 0 | 522 |
| EQU3 | 486 | 0 | 34 | 592 | 0 |
| EQU4 | 483 | 54 | 0 | 0 | 870 |
| EQU5 | 483 | 0 | 57 | 986 | 0 |
| EQU6 | 481 | 32 | 34 | 592 | 522 |

10 VERIFICHE MICROPALI

La fondazione per questa tipologia di torre (altezza 30m) ha dimensioni in pianta 3x3m e spessore 2m.

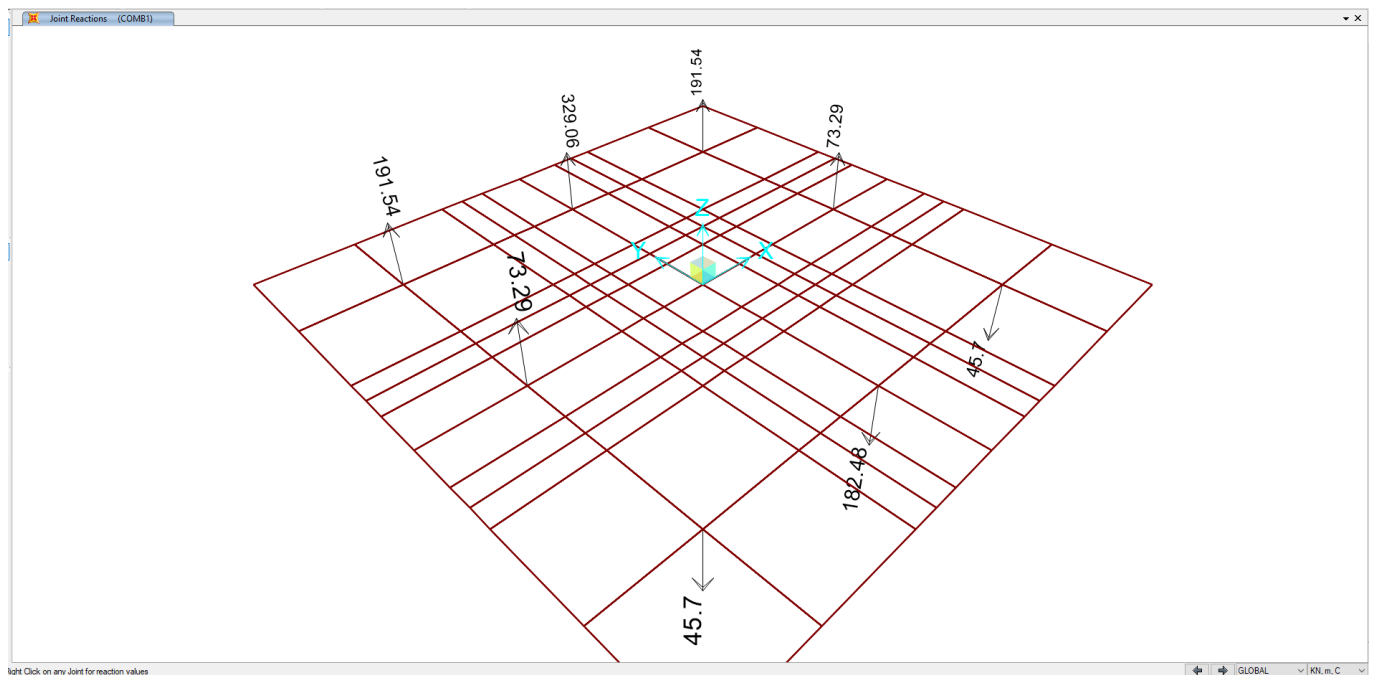
La fondazione è supportata da micropali di diametro 30 cm disposti su una maglia quadrata a un interasse di 1m (quindi maggiore di 3 volte il diametro, 0.90).

Si è sviluppato con il software SAP2000 un modello di calcolo agli elementi finiti in cui il plinto è discretizzato con elementi finiti di piastra e i pali sono schematizzati come appoggi fissi.

Il peso proprio del blocco palo, è considerato automaticamente dal software SAP2000 tramite il DEAD LOAD.

Il modello ha lo scopo di valutare l'azione di compressione massima agente sui pali e di ripartire le forze sui micropali.

Nella figura seguente si rappresentano le forze verticali massime (reazioni) agenti su tutti i pali per la combinazione più critica (A1-SLU5).



Il software SAP2000 ha applicato le seguenti formule per individuare, le sollecitazioni dimensionanti per ogni singolo micropalo:

$$P = \frac{F_y}{n} + \frac{M_z d_x}{I_z} + \frac{M_x d_z}{I_x}$$

$$T = \sqrt{F_z^2 + F_x^2} / n$$

- con n numero è il numero di micropali (8 micropali con palo 30 m)

Per la verifica dei micropali si scelgono i valori massimi desunti dal modello (SAP2000).

| | Nmax (kN) | Nmin (kN) | Taglio (kN) |
|---------|----------------------|----------------------|------------------------|
| SAP2000 | 329 | -182 | 7 |

10.1 Verifica capacità portante: combinazione → A1+M1+R3

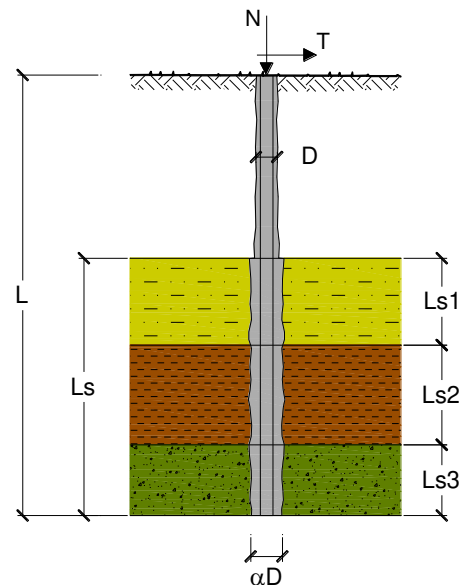
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: SLU5/45

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

| | Permanenti | Temporanee | Calcolo |
|--------|------------|------------|---------|
| N (kN) | 79.00 | 255.00 | 334.00 |
| T (kN) | 0.00 | 7.00 | 7.00 |



| coefficienti parziali | | | azioni | | resistenza laterale | |
|--------------------------|----------|-----------------------|------------|------------|---------------------|---------------------------|
| Metodo di calcolo | | | permanenti | variabili | γ_s | $\gamma_{s \text{ traz}}$ |
| | | | γ_G | γ_Q | | |
| SLU | A1+M1+R1 | <input type="radio"/> | 1.30 | 1.50 | 1.00 | 1.00 |
| | A2+M1+R2 | <input type="radio"/> | 1.00 | 1.30 | 1.45 | 1.60 |
| | A1+M1+R3 | <input type="radio"/> | 1.30 | 1.50 | 1.15 | 1.25 |
| | SISMA | <input type="radio"/> | 1.00 | 1.00 | 1.15 | 1.25 |
| DM88 | | | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| definiti dal progettista | | | 1.00 | 1.00 | 1.15 | 1.25 |

| n | <input checked="" type="radio"/> | <input type="radio"/> | <input type="radio"/> | <input type="radio"/> | <input type="radio"/> | <input type="radio"/> | <input type="radio"/> | DM88 | prog. |
|---------|----------------------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|------|-------|
| ξ_3 | 1.70 | 1.65 | 1.60 | 1.55 | 1.50 | 1.45 | 1.40 | 1.00 | 1.00 |
| ξ_4 | 1.70 | 1.55 | 1.48 | 1.42 | 1.34 | 1.28 | 1.21 | 1.00 | 1.00 |

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0.3 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 12.00 (m)

Armatura:

| | | | | | | |
|---------------------------|---------------------------|---------------------------|---------------------------|---------------------------|---------------------------------------|-----------------------------|
| <input type="radio"/> IPE | <input type="radio"/> INP | <input type="radio"/> HEA | <input type="radio"/> HEB | <input type="radio"/> HEM | <input checked="" type="radio"/> Tubi | <input type="radio"/> ALTRO |
| IPE 180 | INP 160 | HEA 300 | HEB 160 | HEM 200 | ø193,7 x 8,0 | |

ø193,7 x 8,0

Area dell'armatura (A_{arm}): 4667 (mm²)

Momento di inerzia della sezione di armatura (J_{arm}): 2.016E+07 (mm⁴)

Modulo di resistenza della sezione di armatura (W_{arm}): 208,109 (mm³)

Tipo di acciaio: S 355 (Fe 510)

Tensione di snervamento dell'acciaio (f_y): 355 (N/mm²)

Coefficiente Parziale Acciaio γ_M: 1.05

Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{lim}): 338 (N/mm²)

Modulo di elasticità dell'acciaio (E_{arm}): 210,000 (N/mm²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 3.5 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto

$$QI = \sum_i \pi * Ds_i * s_i * Is_i$$

| Tipo di Terreno | Spessore Is _i (m) | α (-) | Ds _i = α * D (m) | S _i media (MPa) | S _i minima (MPa) | S _i calcolo (MPa) | Qs _i (kN) |
|-----------------|---------------------------------|----------|--------------------------------|----------------------------------|-----------------------------------|------------------------------------|-------------------------|
| sabbia | 10.00 | 1.20 | 0.36 | 0.060 | 0.060 | 0.031 | 347.10 |
| | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.00 |
| | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.00 |

L_s = 10.00 (m) QI = 347.10 (kN)

Capacità portante di punta

Q_p = %Punta * QI (consigliato 10-15%)

% Punta 15% Q_p = 52.07 (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

Q_{lim} = Q_b + QI

Q_{lim} = 399.17 (kN)

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

F_s = Q_{lim} / N (F_s > 1)

F_s = 1.20

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam.(β) (β = k * D_{arm}): 0.68 (N/mm²)

Pk = 2 * (β * E_{arm} * J_{arm})^{0.5} η = Pk / N (consigliato η > 10)

Pk = 3387.93 (MN) η = 10.14

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = 4 \sqrt{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$$b = 0.499 \quad (1/m)$$

Momento Massimo (M):

$$M = 7.01 \quad (kN m)$$

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

$$\sigma = N/A_{arm} \pm M/W_{arm}$$

$$\tau = 2 \cdot T/A_{arm}$$

$$\sigma_{max} = 105.27 \quad (N/mm^2)$$

$$\sigma_{min} = 37.86 \quad (N/mm^2)$$

$$\tau = 3.00 \quad (N/mm^2)$$

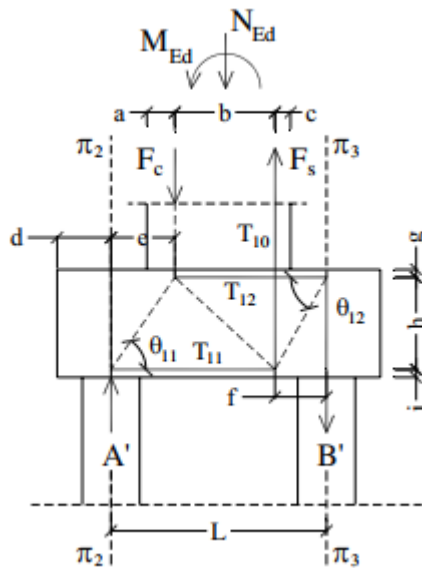
$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5}$$

$$\sigma_{id} = 105.39 \quad (N/mm^2)$$

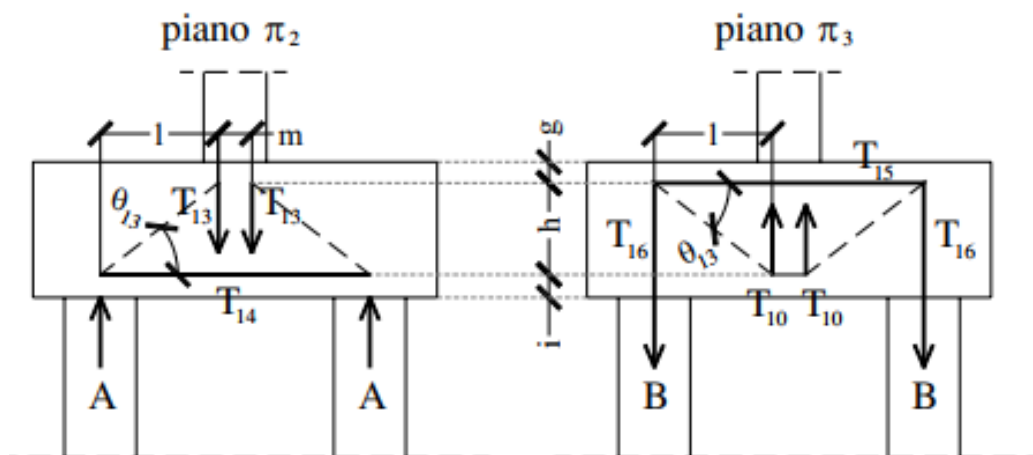
verifica soddisfatta

11 VERIFICHE PLINTO DI FONDAZIONE

Per la determinazione delle azioni interne nella fondazione su pali si è utilizzato un modello a puntoni e tiranti presentato negli schemi seguenti.



Modello puntone-tirante nel piano del momento longitudinale



Modello puntone-tirante nel piano del momento trasversale

| Tirante | Forza |
|----------|------------------------------------|
| T_{10} | $F_s^{(1)}$ |
| T_{11} | $A' / \tan \theta_{11} = A' e / h$ |
| T_{12} | $B' / \tan \theta_{12} = B' f / h$ |
| T_{13} | A |
| T_{14} | $A / \tan \theta_{13} = A l / h$ |
| T_{15} | $B / \tan \theta_{13} = B l / h$ |
| T_{16} | B |

⁽¹⁾ F_s = forza di trazione nelle armature del pilastro

Forze nei puntoni e nei tiranti dei modelli del plinto su pali

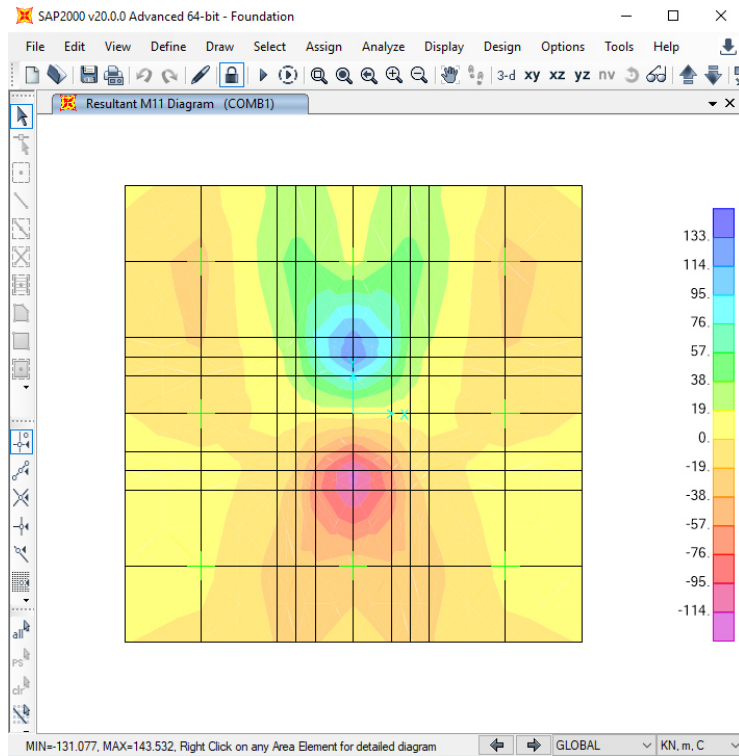
11.1 Modello SAP2000

La fondazione per questa tipologia di torre (altezza 30m) ha dimensioni in pianta 3x3m e spessore 2m.

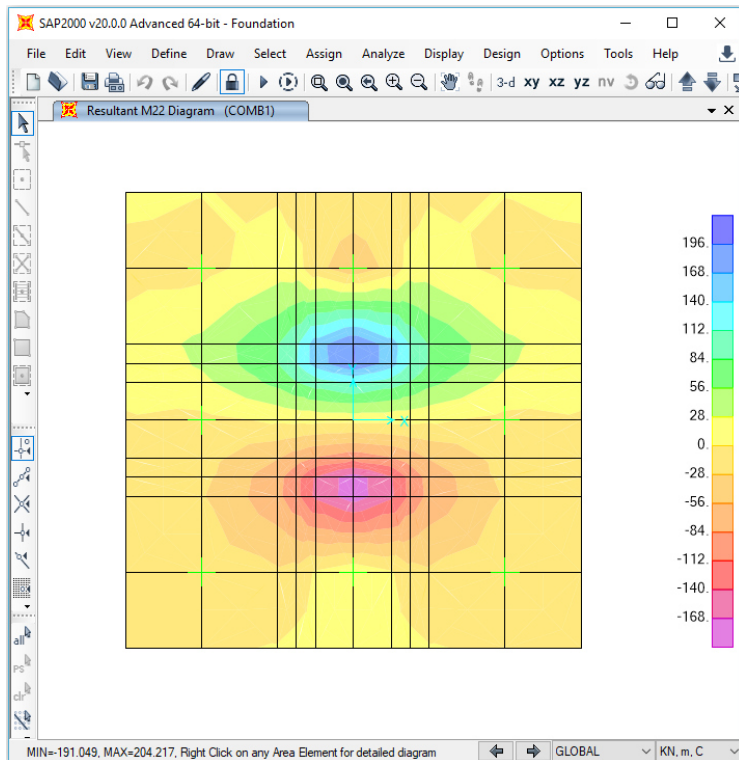
La fondazione è supportata da 8 micropali di diametro 30 cm disposti con un interasse minimo di 1m (quindi maggiore di 3 volte il diametro, 0.90).

Si è sviluppato con il software SAP2000 un modello di calcolo agli elementi finiti in cui il plinto è discretizzato con elementi finiti di piastra e i pali sono schematizzati come appoggi fissi.

Il modello è stato utilizzato per determinare le sollecitazioni dimensionanti del plinto e verificarlo.

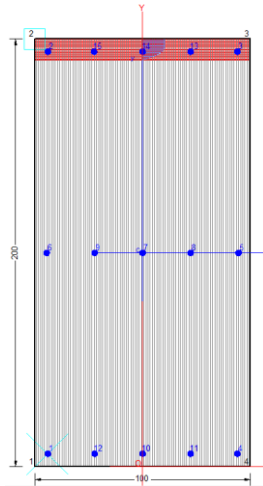


Momento flettente M11 – max M =114 kN.m'



Momento flettente M22- max M =195 kN.m'

Si disporranno 5 ϕ 28/m superiori e inferiori.



GENERAL DATA OF GENERIC RC CROSS-SECTION

Section Name: Palo30m micropali_fund.secEC

Section description:

| | |
|-------------------------------|---|
| Section type: | Beam |
| Reference code: | EC2/EC8 Italian Annex |
| Exposure Class: | XC3 - Carbonation (Moderate humidity) |
| Stress path: | Constant ratio M/N to achieve bending ULS |
| Type of bending: | Uniaxial (neutral axis always parallel to Y axis of reference system) |
| Reference of assigned forces: | Principal axes y,y of inertia |

MATERIALS DATA

| | | |
|------------|--|----------------------------|
| CONCRETE - | Class: | C30/37 |
| | Design compressive strength fcd: | 17.0 MPa |
| | Shear reduced compressive strength v1*fcd: | 8.5 MPa (6.9)EC2 |
| | Coeff Crd.c: | 0.1200 (§ 6.2.2(1) EC2 |
| | Coeff K1: | 0.1500 (§ 6.2.2(1) EC2 |
| | Coeff v min: | 0.3346 Mpa (§ 6.2.2(1) EC2 |
| | Strain at max strength ec2: | 0.0020 |
| | Ultimate strain ecu: | 0.0035 |
| | Compression diagram stress-strain: | Parabola-Rettangle |
| | Mean Elastic Modulus Ecm: | 32836.6 MPa |
| | Mean tensile strength fctm: | 2.9 MPa |
| STEEL - | Longitudinal Bars and Stirrups: | B450C |
| | Characteristic yield stress fyk: | 450.00 MPa |
| | Tensile strength ftk: | 540.0 MPa |
| | Design yield stress fyd: | 391.3 MPa |
| | Design strength ftd: | 391.3 MPa |
| | Design ultimate strain esu: | 0.068 |
| | Mean elastic modulus Es: | 200000.0 MPa |

GEOMETRICAL DATA OF CONCRETE CROSS-SECTION

| | |
|------------------|-----------|
| Shape of Region: | Polygonal |
| Concrete Class: | C30/37 |

| Vertex N.: | X [cm] | Y [cm] |
|------------|--------|--------|
|------------|--------|--------|

| | | |
|---|-------|-------|
| 1 | -50.0 | 0.0 |
| 2 | -50.0 | 200.0 |
| 3 | 50.0 | 200.0 |
| 4 | 50.0 | 0.0 |

DATA ISOLATED LONGITUDINAL BARS

| Bar N. | X [cm] | Y [cm] | DiamØ[mm] |
|--------|--------|--------|-----------|
| 1 | -44.0 | 6.0 | 28 |
| 2 | -44.0 | 194.0 | 28 |
| 3 | 44.0 | 194.0 | 28 |
| 4 | 44.0 | 6.0 | 28 |
| 5 | 44.5 | 100.0 | 28 |
| 6 | -44.5 | 100.0 | 28 |
| 7 | 0.0 | 100.0 | 28 |
| 8 | 22.3 | 100.0 | 28 |
| 9 | -22.3 | 100.0 | 28 |
| 10 | 0.0 | 6.0 | 28 |
| 11 | 22.3 | 6.0 | 28 |
| 12 | -22.3 | 6.0 | 28 |
| 13 | 22.3 | 194.0 | 28 |
| 14 | 0.0 | 194.0 | 28 |
| 15 | -22.5 | 194.0 | 28 |

SHEAR REINFORCEMENT

| | |
|----------------------|----------|
| Stirrups diameter: | 8 mm |
| Spacing of stirrups: | 8.2 cm |
| Stirrups: | One hoop |

ULTIMATE LIMIT STATE - ASSIGNED DESIGN FORCES FOR EACH COMBINATION

| Comb.N. | N d | Mx d | Vy d | MX d | VY d |
|---------|------|--------|--------|--|--|
| | | | | Design bending force [kNm] around X axis of reference system | Design shear component [kN] parallel to Y reference axis |
| 1 | 0.00 | 133.00 | 217.00 | | |
| 2 | 0.00 | 196.00 | 73.00 | | |

CHECKS RESULTS
Checks OK for all assigned combinations

| | |
|---|---------|
| Min edge cover of longitudinal bars: | 4.1 cm |
| Min distance between longitudinal bars: | 18.7 cm |
| Min edge cover of stirrups: | 3.3 cm |

ULTIMATE LIMIT STATES - N-MX-MY CAPACITY CHECKS

| | |
|------------|---|
| Check | Result of check |
| N | Design axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive) |
| Mx | Design bending moment [kNm] around x axis principal of inerzia |
| N ult | Axial force capacity [kN] (+ if compressive) |
| Mx ult | Bending moment capacity [kNm] around x axis principal of inertia |
| S.F. | Safety Factor = vectorial ratio of (N ult, Mx ult, My ult) to (N, Mx, My). Check OK if ratio >=1.00 |
| As Tension | Area [cm²] of bars in tension (beam section). Min area for code is shown between brackets [eq.(9.1N) EC2] |

| Comb.N. | Check | N | Mx | N ult | Mx ult | S.F. | As Tension |
|---------|-------|---|----|-------|--------|------|------------|
|---------|-------|---|----|-------|--------|------|------------|

| | | | | | | | |
|---|----|------|--------|------|---------|--------|------------|
| 1 | OK | 0.00 | 133.00 | 0.00 | 3420.16 | 25.715 | 61.6(32.5) |
| 2 | OK | 0.00 | 196.00 | 0.00 | 3420.16 | 17.450 | 61.6(32.5) |

ULTIMATE LIMIT STATE - BENDING AND AXIAL FORCE - STRAIN VALUES

| | |
|--------|---|
| ec max | Ultimate compressive strain in concrete |
| ec* | Strain in the concrete fiber at $ec2/ecu$ of depth (if $ec^*>0$ then the section is all compressed) |
| Xc max | X-coordinate [cm] in the concrete point in wich is ec max |
| Yc max | Y-coordinate [cm] in the concrete point in wich is ec max |
| es max | Max strain in steel bars (+ if compressive) |
| Xs max | X-coordinate [cm] of bar in wich is es max |
| Ys max | Y-coordinate [cm] of bar in wich is es max |
| es min | Min strain in steel bars (+ if compressive) |
| Xs min | X-coordinate [cm] of bar in wich is es min |
| Ys min | Y-coordinate [cm] of bar in wich is es min |

| Comb.N. | ec max | ec* | Xc max | Yc max | es max | Xs max | Ys max | es min | Xs min | Ys min |
|---------|---------|----------|--------|--------|---------|--------|--------|----------|--------|--------|
| 1 | 0.00350 | -0.02464 | -50.0 | 200.0 | 0.00153 | -44.0 | 194.0 | -0.06019 | -44.0 | 6.0 |
| 2 | 0.00350 | -0.02464 | -50.0 | 200.0 | 0.00153 | -44.0 | 194.0 | -0.06019 | -44.0 | 6.0 |

ULTIMATE LIMIT STATE - POSITION OF NEUTRAL AXIS FOR EACH COMBINATION

| | |
|---------|--|
| a, b, c | Coeff. a, b, c in neutral axis equation: $aX+bY+c=0$ reference X,Y,O |
| x/d | Ratio of the depth of neutral axis to the effective depth of the section |
| D | Ratio of redistributed moment to the elastic moment in continuous beams [eq.(5.10)EC2] |

| Comb.N. | a | b | c | x/d | D |
|---------|-------------|-------------|--------------|-------|-------|
| 1 | 0.000000000 | 0.000328290 | -0.062157968 | 0.055 | 0.700 |
| 2 | 0.000000000 | 0.000328290 | -0.062157968 | 0.055 | 0.700 |

ULTIMATE LIMIT STATES - SHEAR CHECKS

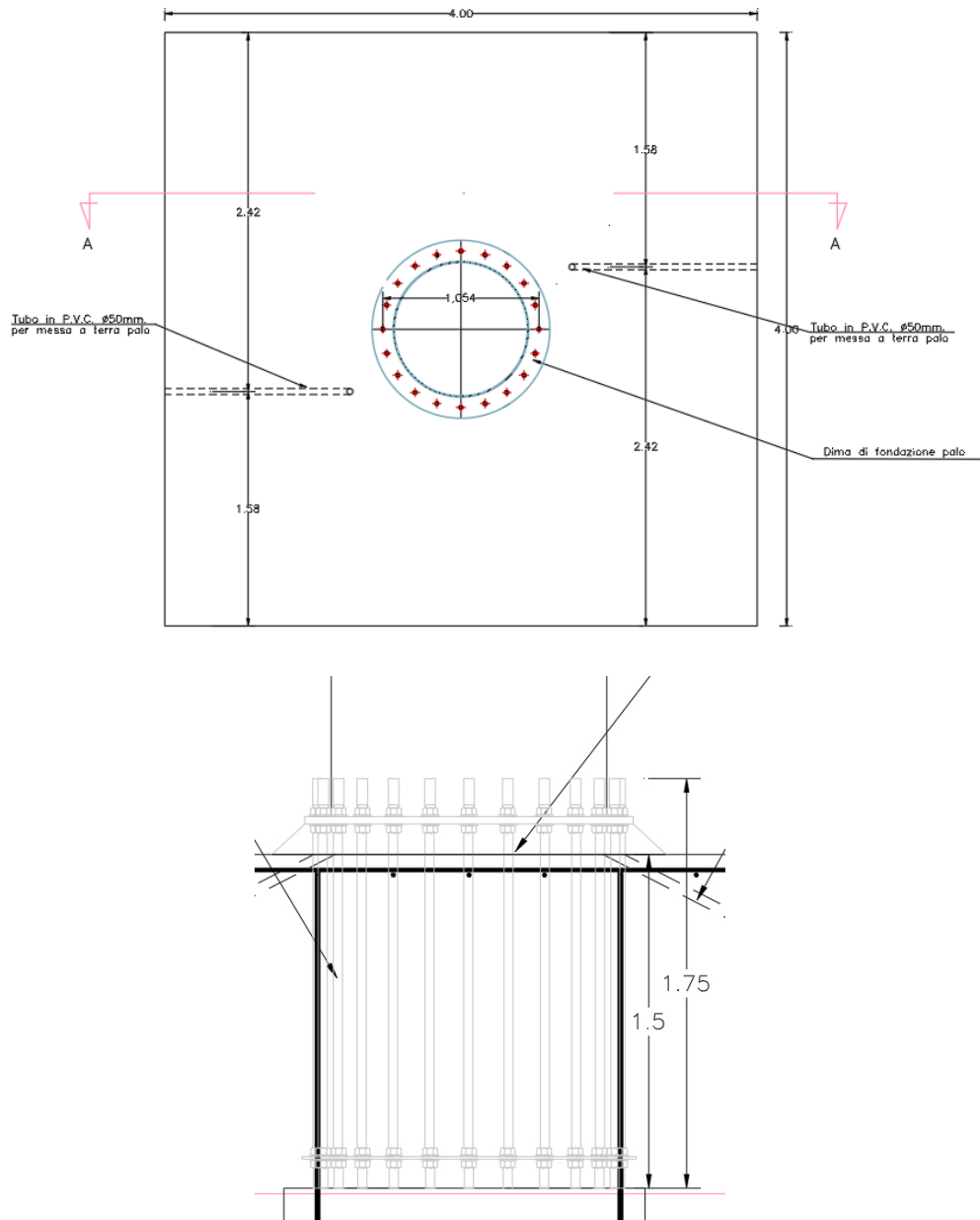
| | | | |
|--------------------------|------|--------------------|---|
| Stirrup diameter: | 8 | mm | |
| Stirrups spacing(pitch): | 8.2 | cm | < Max spacing for code = 42.0 cm |
| Area stirrup/m: | 12.3 | cm ² /m | > Stirrup area strictly necessary for shear = 1.2cm ² /m |
| Area stirrups/m: | 12.3 | cm ² /m | > Min. Area stirrup bars (9.5N) = 9.7cm ² /m |

| | |
|---------|---|
| Check | Result of check |
| Ved | Design Shear V_y [kN] orthogonal to neutral axis |
| Vrd,max | Shear resistance [kN] by concrete diagonal struts [(6.9) EC2] |
| Vrd,s | Shear resistance [kN] by stirrups [(6.8) EC2] |
| Zm | Main weighted inner lever arm [cm] of strips orthogonal to neutral axis: are not included strips without an extreme compressed. The weights are constituted by the length of lever arm for each strips. |
| Dm | Main weighted effective depth [cm] of strips orthogonal to neutral axis. |
| bw | Mean weighted shear width [cm] misurate parallel to the neutral axis = = ratio of area of resistant strips to Zmed value |
| Cot(Th) | Cot of angle between the inclined concrete struts and beam axis (§6.2.3(1) EC2) |
| Ast min | Min area [cm ² /m] of stirrups: $Ast\ min = 100*rw*bw$. In wich rw is given from (9.5N) EC2 |
| Ast | Area of hoops+cross-ties strictly necessary for shear force[cm ² /m] |
| A.Eff | Effective Area of hoops+cross-ties in the shear direction in current comb. [cm ² /m] |

| Comb.N. | Check | Ved | Vrd,max | Vrd,s | Zm Dm | bw | Cot(Th) | Ast min | Ast | A.Eff |
|---------|-------|--------|---------|---------|-------------|-------|---------|---------|-----|-------|
| 1 | OK | 217.00 | 5561.22 | 2275.56 | 189.7 195.7 | 100.0 | 2.50 | 9.7 | 1.2 | 12.3 |
| 2 | OK | 73.00 | 5561.22 | 2275.56 | 189.7 195.7 | 100.0 | 2.50 | 9.7 | 0.4 | 12.3 |

12 VERIFICA TIRAFONDI

Le caratteristiche geometriche della piastra di base e dei tirafondi sono illustrate nel seguito:



La verifica è stata condotta secondo l'EC3, considerando le sollecitazioni più gravose risultanti dall'analisi della struttura in elevazione.

Momento flettente sollecitante di progetto agente alla base della torre (A1-SLU5):

$$M_{Ed} = 872 \text{ KN.m.}$$

I tirafondi consistono in 20 barre, disposte su una circonferenza di diametro $D_m = 105.5 \text{ cm}$ di circonferenza $L_o = \pi D_m = 331.3 \text{ cm}$ disposti con un interasse $s_a = 16.5 \text{ cm}$.

12.1 Verifiche a taglio dei tirafondi

$$F_{ed,i} = V_{ed} / n_b$$

12.2 Verifiche a trazione dei tirafondi

$$M_{Ed} * h_i / \Sigma(h_r^2) - N_{Ed} / (n_{obj} * n_{h,t}) \leq F_{t,ep,Rd}$$

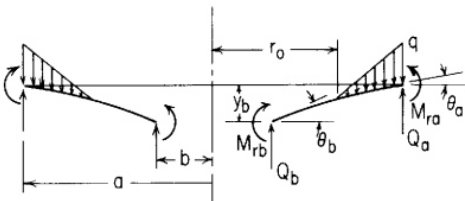
12.3 Verifiche a taglio e a trazione dei tirafondi

$$\eta = (V_{Ed,i} / V_{Rd}) + (F_{t,ed} / 1,4F_{t,Rd}) < 1$$

12.4 Calcolo spessore e dimensioni della piastra da ancoraggio dei tirafondi

Le piastre di ancoraggio sono calcolate in riferimento alla teoria elastica lineare delle piastre circolari di spessore costante.

Case 3. Annular plate with a distributed pressure increasing linearly from zero at r_o to q at a



General expressions for deformations, moments, and shears:

$$y = y_b + \theta_b r F_1 + M_{rb} \frac{r^2}{D} F_2 + Q_b \frac{r^3}{D} F_3 - q \frac{r^4}{D} \frac{r - r_o}{a - r_o} G_{12}$$

$$\theta = \theta_b F_4 + M_{rb} \frac{r}{D} F_5 + Q_b \frac{r^2}{D} F_6 - q \frac{r^3}{D} \frac{r - r_o}{a - r_o} G_{15}$$

$$M_r = \theta_b \frac{D}{r} F_7 + M_{rb} F_8 + Q_b r F_9 - q r^2 \frac{r - r_o}{a - r_o} G_{18}$$

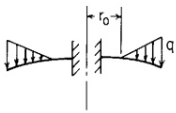
$$M_t = \frac{\theta D (1 - \nu^2)}{r} + \nu M_r$$

$$Q = Q_b \frac{b}{r} - \frac{q}{6r(a - r_o)} (2r^3 - 3r_o r^2 + r_o^3) (r - r_o)^0$$

For the numerical data given below, $\nu = 0.3$

$$y = K_y \frac{q a^4}{D}, \quad \theta = K_\theta \frac{q a^3}{D}, \quad M = K_M q a^2, \quad Q = K_Q q a$$

3l. Outer edge free, inner edge fixed



$$y_b = 0, \quad \theta_b = 0, \quad M_{ra} = 0, \quad Q_a = 0$$

$$M_{rb} = \frac{-qa^2}{C_8} \left[\frac{C_9}{6ab} (2a^2 - r_0 a - r_0^2) - L_{18} \right]$$

$$Q_b = \frac{q}{6b} (2a^2 - r_0 a - r_0^2)$$

$$y_a = M_{rb} \frac{a^2}{D} C_2 + Q_b \frac{a^3}{D} C_3 - \frac{qa^4}{D} L_{12}$$

$$\theta_a = M_{rb} \frac{a}{D} C_5 + Q_b \frac{a^2}{D} C_6 - \frac{qa^3}{D} L_{15}$$

If $r_0 = b$ (linearly increasing load from b to a),

| b/a | 0.1 | 0.3 | 0.5 | 0.7 | 0.9 |
|----------------|---------|---------|---------|---------|----------|
| K_{y_a} | -0.0579 | -0.0240 | -0.0064 | -0.0008 | |
| K_{θ_a} | -0.0684 | -0.0397 | -0.0159 | -0.0035 | -0.00013 |
| $K_{M_{r_b}}$ | -0.6769 | -0.2861 | -0.1197 | -0.0368 | -0.00356 |

$$r_0 = b/2 = 27/2 = 14 \text{ mm}$$

$$a = 50 \text{ mm}$$

$$b/a = 0.27 \sim 0.3$$

$$k_{Mrb} = 0.2861$$

$$M_{\max} = M_{rb} = k_{Mrb} \cdot q \cdot a^2$$

$$M = 1 \cdot \frac{t^2}{6} \cdot f_{yd}$$

$$q_{\max} = f_{cd} = 20 \text{ Mpa}$$

$$t_{\min} = \sqrt{\frac{k_{Mrb} \cdot q_{\max} \cdot a^2 \cdot 6}{f_{yd}}} = 25.4 \text{ mm}$$

I tirafondi sono collegati alla base da una piastra di ancoraggio dello spessore di 30 mm, 100x100mm S355.

Di seguito si riporta un breve sommario delle verifiche più critiche svolte.

Le verifiche sono state svolte con il software "Advance steel 2018" in accordo con l'Eurocodice EC3 :

| Palo | Sezione | Piastra di base | Tirafondi | N_{Ed} | $M_{Ed, \max}$ | M_{Rd} | $F_{t, \text{tir}, Ed, \max}$ | $F_{t, \text{tir}, Rd}$ | $V_{Ed, \text{Tir}1}$ | $V_{Rd, \text{Tir}1}$ | η |
|------|----------|-----------------|-----------|----------|----------------|----------|-------------------------------|-------------------------|-----------------------|-----------------------|--------|
| - | - | mm | - | kN | kN.m | kN.m | kN | kN | kN | kN | - |
| 30m | CHS914x8 | 30 | 20M27;5.6 | -37 | 871 | 1970 | 122.4 | 165.2 | 2.9 | 67.6 | 0.74 |

NOTA:

Le verifiche dei tirafondi sono riportate nel dettaglio nell'Allegato.

13 INCIDENZA DELLE ARMATURE

Si riporta il calcolo dell'incidenza del fondazione plinto per sezione 1,00*2,00 m

| | DIAM.- mm. | LUNGH.- m' | NR.FERRI | PARTI SIMILI | PESO UNIT.kg/m' | PESO POS.-kg | PESO TOTALE |
|---|---------------|---------------|----------|-----------------|--------------------|-----------------|-------------|
| Paramento superiore TRAVERSALI e LONGITUDINALI | 28 | 1.00 | 5 | 2 | 4,83 | 4,83 | 48,30 |
| Paramento mezzeria TRAVERSALI e LONGITUDINALI | 28 | 1.00 | 5 | 2 | 4,83 | 4,83 | 48,30 |
| Paramento inferiore TRAVERSALI e LONGITUDINALI | 28 | 1.00 | 5 | 2 | 4,83 | 4,83 | 48,30 |
| Paramento laterale LONGITUDINALI | 28 | 1.00 | 10 | 2 | 4,83 | 4,83 | 96,60 |
| Paramento laterale TRAVERSALI | 28 | 2.00 | 5 | 2 | 4,83 | 9,66 | 96,60 |

Incidenza fondazione kg/mc
169.05

Nel calcolo dell'incidenza sopra riportato non si è tenuto conto di legature, sfridi, cavallotti, irrigidimenti gabbie.

Per questo motivo, si assume cautelativamente un'incidenza pari (aumento del 15%):

- **Fondazione – 200 kg/m³**

14 VERIFICA SLE - CALCOLO DEI CEDIMENTI

Viene di seguito condotta l'analisi dei cedimenti del basamento del palo dell'antenna GSMR.

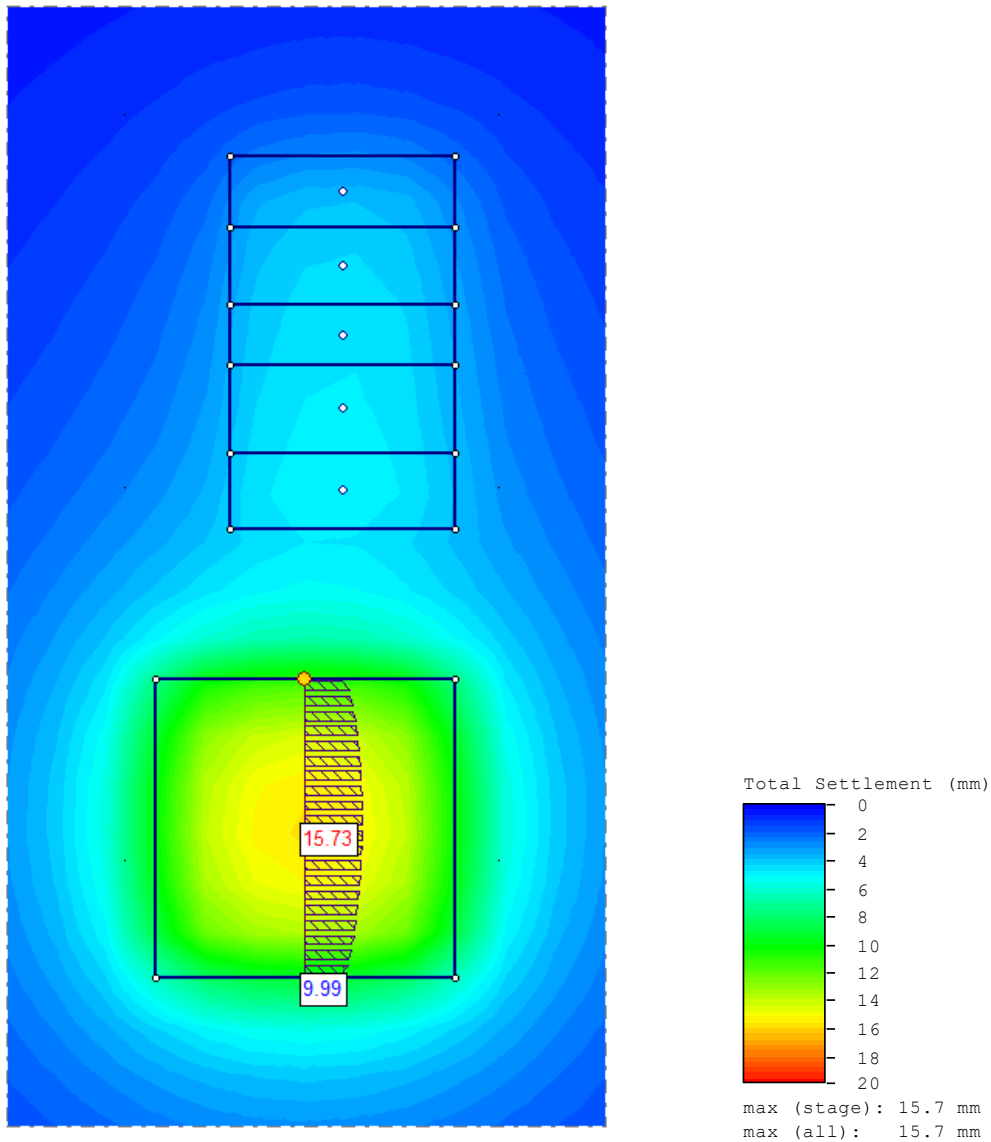
Il calcolo è stato cautelativamente condotto considerando il caso in cui si ha anche la presenza dell'edificio shelter in affiancamento all'antenna, pertanto nel modello sono presenti entrambe le fondazioni, ad una distanza di 2 m.

La stima dei cedimenti è stata condotta con il software Settle3D della Rocscience, che valuta gli incrementi di tensione indotti all'interno di ciascuno strato dal carico applicato in superficie, secondo la teoria di Boussinesq.

Ciascuno strato è caratterizzato da un modulo elastico di tipo edometrico $M = 13.5$ MPa, ricavato dal modulo elastico di Young del terreno in sito $E = 10$ MPa.

L'analisi è stata svolta nell'ipotesi di fondazione perfettamente flessibile.

In seguito si riportano i risultati delle analisi condotte.



Il cedimento del basamento della torre è di circa 15.7 mm nel centro della fondazione e di circa 10 mm sul bordo, con un differenziale di 5.7 mm, valore che si ritiene accettabile per garantire la funzionalità della struttura in esercizio.

15 CONCLUSIONI

In virtù di tutto quanto sopra descritto, con particolare riferimento:

- alle caratteristiche geometriche della struttura in oggetto;
- alla tipologia del vincolo esterno;
- alla sezione dei vari elementi strutturali;
- alle caratteristiche meccaniche dei materiali utilizzati;
- alle caratteristiche del terreno di fondazione;
- al modello di calcolo;
- ai carichi agenti (permanententi, variabili, e sismici);
- alle verifiche geotecniche;

si conclude che la struttura oggetto della presente relazione è conforme ai criteri di progettazione e di resistenza indicati della normativa vigente, prendendo in considerazione anche le indicazioni e le prescrizioni concernenti la realizzazione di strutture in zona sismica.



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA
PROGETTO DEFINITIVO
PIAZZALI

PT00 - Tipologico fondazione antenna GSMR
Relazione di calcolo

PROGETTO
RS3E

LOTTO
50

CODIFICA
D29 CL

DOCUMENTO
PT0000 001

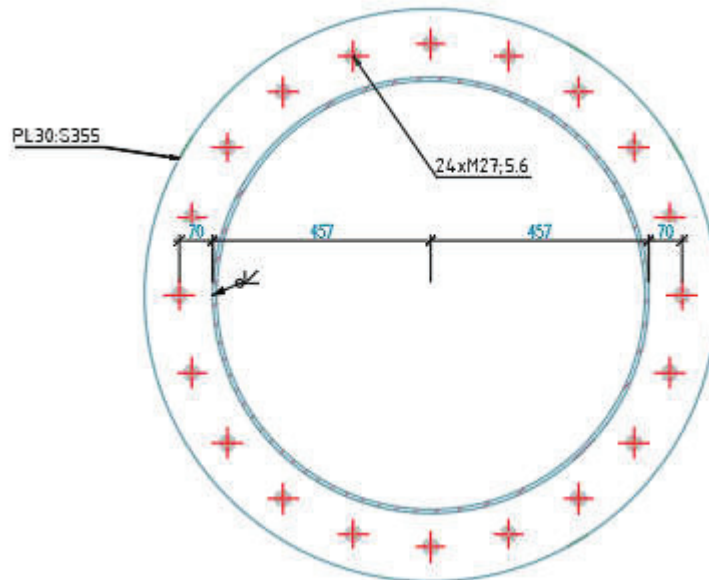
REV
A

FOGLIO
58 DI 58

16 ALLEGATI

Tube base plate for 30m mast

Standard: EC3



Tube base plate Description

Anchor Bolt Verification

- Conditions
- Anchor Bolt Tension Verification
- Anchor Bolt Punching Shear Resistance
- Anchor Bolt Shear And Tension Verification
- Design Tension Resistance - Individual Anchor Bolts

Weld Verification

- Conditions

- Weld Verification

Resistance of column base plate

- Column base plate in axial forces - compression
- Verification of moment resistance
- Column base plate in shear force

Column Verification

- Column Web Panel in Shear

Rotational Stiffness

- Moment - Rotation Diagram
- Stiffness - Rotation Diagram

Conclusion

- The connection resists the applied forces

Tube base plate Description

Connection Details

Connected elements - dimensions

| Element | Profiles | Height | Width | Web thickness | Flange thickness | Rounding radius | Material | Id |
|-----------|----------|--------|-------|---------------|------------------|-----------------|----------|-----|
| Main Beam | CHS914x8 | 914mm | 914mm | 8mm | 8mm | 0mm | S355 | 298 |

Connected elements - properties

| Properties | Main Beam |
|-------------------------------|-----------------------|
| Section Area | 0.02m ² |
| Shear Area strong axis | 0m ² |
| Moment of Inertia strong axis | 233651cm ⁴ |
| Elastic Modulus strong axis | 5113cm ³ |

| | |
|-----------------------------|---------------------|
| Plastic Modulus strong axis | 6567cm ³ |
| Plastic Modulus weak axis | 6567cm ³ |

Design efforts

| Case name | M | N | V |
|-----------------|--------|-------|------|
| SimpleMaxTorsor | 871kNm | -37kN | 57kN |

Welds thickness

| Weld name | Thickness |
|------------------|-----------|
| End plate - tube | 8mm |

Anchor properties

| Connecting | Type | Diameter | Number of anchors | Grade | Assembly | Hole diameter | Area |
|-----------------------------|-----------------------|----------|-------------------|-------|----------|---------------|-----------------|
| Base plate - Concrete block | hammer screw DIN 7992 | 27mm | 20 | 5.6 | 2MuS | 2mm | 0m ² |

Anchor Bolt Verification

Conditions

Min/Max bolt edge distance

$$1.2 * d_0 \leq e \leq (4 * t + 40\text{mm})$$

$$34.8\text{mm} \leq 73\text{mm} \leq 160\text{mm}$$

OK

Min/Max bolt spacing distance

$$2.2 * d_0 \leq p \leq \min(14 * t; 200\text{mm})$$

$$63.8\text{mm} \leq 164.88\text{mm} \leq 200\text{mm}$$

OK

Anchor Bolt Tension Verification

$$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$$

$$M_{Ed} * h_1 / (n_v * \Sigma(h_i^2)) + N_{Ed} / (n_{obj} * n) \leq k_2 * f_{ub} * A_s / \gamma_{Mb}$$

$$871\text{kNm} * 980\text{mm} / (1 * 6.87\text{m}^2) + -37\text{kN} / (1 * 20) \leq 0.9 * 500\text{N/mm}^2 * 0\text{m}^2 / 1.25$$

$$122.4\text{kN} \leq 165.2\text{kN}$$

$$74.06 \%$$

OK

Anchor Bolt Punching Shear Resistance

$$F_{vb,Ed} \leq F_{vb,Rd}$$

$$V_{Ed} / (n_{obj} * n) \leq \min(k_1 * \alpha_b * f_u * d * \Sigma(t_i) / \gamma_{M2}; \alpha_b * f_{ub} * A_s / \gamma_{Mb})$$

$$57\text{kN} / (1 * 20) \leq \min(2.5 * 0.84 * 510\text{N/mm}^2 * 27\text{mm} * 30\text{mm} / 1.25; 0.37 * 500\text{N/mm}^2 * 0\text{m}^2 / 1.25)$$

$$2.9\text{kN} \leq 67.6\text{kN}$$

$$4.22 \%$$

OK

Anchor Bolt Shear And Tension Verification

$$F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4 * F_{t,Rd}) \leq 1$$

$$2.9\text{kN} / 67.6\text{kN} + 122.4\text{kN} / (1.4 * 165.2\text{kN}) \leq 1$$

$$0.57 \leq 1$$

OK

Design Tension Resistance - Individual Anchor Bolts

Anchor bolt 1:

$$F_{t1,Ed} \leq F_{t1,Rd}$$

$$M_{Ed} * h_1 / \sum(h_i^2) - N_{Ed} / (n_{Obj} * n_{h,t}) \leq F_{t1,ep,Rd}$$

$$871\text{kNm} * 980\text{mm} / 6.87\text{m}^2 - 37\text{kN} / (1 * 20) \leq 156.5\text{kN}$$

$$122.4\text{kN} \leq 156.5\text{kN} \text{ from (Design tension resistance for base plate in bending)}$$

$$78.21 \%$$

OK

Anchor bolt 2:

$$F_{t2,Ed} \leq F_{t2,Rd}$$

$$M_{Ed} * h_2 / \sum(h_i^2) - N_{Ed} / (n_{Obj} * n_{h,t}) \leq F_{t2,ep,Rd}$$

$$871\text{kNm} * 954.21\text{mm} / 6.87\text{m}^2 - 37\text{kN} / (1 * 20) \leq 156.5\text{kN}$$

$$119.1\text{kN} \leq 156.5\text{kN} \text{ from (Design tension resistance for base plate in bending)}$$

$$76.12 \%$$

OK

Anchor bolt 3:

$$F_{t3,Ed} \leq F_{t3,Rd}$$

$$M_{Ed} * h_3 / \sum(h_i^2) - N_{Ed} / (n_{Obj} * n_{h,t}) \leq F_{t3,ep,Rd}$$

$$871\text{kNm} * 954.21\text{mm} / 6.87\text{m}^2 - 37\text{kN} / (1 * 20) \leq 156.5\text{kN}$$

$$119.1\text{kN} \leq 156.5\text{kN} \text{ from (Design tension resistance for base plate in bending)}$$

$$76.12 \%$$

OK

Anchor bolt 4:

$$F_{t4,Ed} \leq F_{t4,Rd}$$

$$M_{Ed} * h_4 / \sum(h_i^2) - N_{Ed} / (n_{Obj} * n_{h,t}) \leq F_{t4,ep,Rd}$$

$$871\text{kNm} * 879.35\text{mm} / 6.87\text{m}^2 - 37\text{kN} / (1 * 20) \leq 156.5\text{kN}$$

$$109.6\text{kN} \leq 156.5\text{kN} \text{ from (Design tension resistance for base plate in bending)}$$

$$70.06 \%$$

OK

Anchor bolt 5:

$$F_{t5,Ed} \leq F_{t5,Rd}$$

$$M_{Ed} * h_5 / \sum(h_i^2) - N_{Ed} / (n_{Obj} * n_{h,t}) \leq F_{t5,ep,Rd}$$

$$871\text{kNm} * 879.35\text{mm} / 6.87\text{m}^2 - 37\text{kN} / (1 * 20) \leq 156.5\text{kN}$$

$$109.6\text{kN} \leq 156.5\text{kN} \text{ from (Design tension resistance for base plate in bending)}$$

$$70.06 \%$$

OK

Anchor bolt 6:

$$F_{t6,Ed} \leq F_{t6,Rd}$$

$$M_{Ed} * h_6 / \sum(h_i^2) - N_{Ed} / (n_{Obj} * n_{h,t}) \leq F_{t6,ep,Rd}$$

$$871\text{kNm} * 762.76\text{mm} / 6.87\text{m}^2 - 37\text{kN} / (1 * 20) \leq 156.5\text{kN}$$

$$94.8\text{kN} \leq 156.5\text{kN} \text{ from (Design tension resistance for base plate in bending)}$$

$$60.61 \%$$

OK

Anchor bolt 7:

$$F_{t7,Ed} \leq F_{t7,Rd}$$

$$M_{Ed} * h_7 / \sum(h_i^2) - N_{Ed} / (n_{Obj} * n_{h,t}) \leq F_{t7,ep,Rd}$$

$$871\text{kNm} * 762.76\text{mm} / 6.87\text{m}^2 - 37\text{kN} / (1 * 20) \leq 156.5\text{kN}$$

$$94.8\text{kN} \leq 156.5\text{kN} \text{ from (Design tension resistance for base plate in bending)}$$

$$60.61 \%$$

OK

Anchor bolt 8:

$$F_{t8,Ed} \leq F_{t8,Rd}$$

$M_{Ed} * h_8 / \Sigma(h_r^2) - N_{Ed} / (n_{Obj} * n_{h,t}) \leq F_{t8,ep,Rd}$
871kNm * 615.85mm / 6.87m² - 37kN / (1 * 20) ≤ 156.5kN
76.2kN ≤ 156.5kN from(Design tension resistance for base plate in bending)
48.71 %

OK

Anchor bolt 9:

$F_{t9,Ed} \leq F_{t9,Rd}$
 $M_{Ed} * h_9 / \Sigma(h_r^2) - N_{Ed} / (n_{Obj} * n_{h,t}) \leq F_{t9,ep,Rd}$
871kNm * 615.85mm / 6.87m² - 37kN / (1 * 20) ≤ 156.5kN
76.2kN ≤ 156.5kN from(Design tension resistance for base plate in bending)
48.71 %

OK

Anchor bolt 10:

$F_{t10,Ed} \leq F_{t10,Rd}$
 $M_{Ed} * h_{10} / \Sigma(h_r^2) - N_{Ed} / (n_{Obj} * n_{h,t}) \leq F_{t10,ep,Rd}$
871kNm * 453mm / 6.87m² - 37kN / (1 * 20) ≤ 156.5kN
55.6kN ≤ 156.5kN from(Design tension resistance for base plate in bending)
35.52 %

OK

Anchor bolt 11:

$F_{t11,Ed} \leq F_{t11,Rd}$
 $M_{Ed} * h_{11} / \Sigma(h_r^2) - N_{Ed} / (n_{Obj} * n_{h,t}) \leq F_{t11,ep,Rd}$
871kNm * 453mm / 6.87m² - 37kN / (1 * 20) ≤ 156.5kN
55.6kN ≤ 156.5kN from(Design tension resistance for base plate in bending)
35.52 %

OK

Anchor bolt 12:

$F_{t12,Ed} \leq F_{t12,Rd}$
 $M_{Ed} * h_{12} / \Sigma(h_r^2) - N_{Ed} / (n_{Obj} * n_{h,t}) \leq F_{t12,ep,Rd}$
871kNm * 290.15mm / 6.87m² - 37kN / (1 * 20) ≤ 156.5kN
34.9kN ≤ 156.5kN from(Design tension resistance for base plate in bending)
22.32 %

OK

Anchor bolt 13:

$F_{t13,Ed} \leq F_{t13,Rd}$
 $M_{Ed} * h_{13} / \Sigma(h_r^2) - N_{Ed} / (n_{Obj} * n_{h,t}) \leq F_{t13,ep,Rd}$
871kNm * 290.15mm / 6.87m² - 37kN / (1 * 20) ≤ 156.5kN
34.9kN ≤ 156.5kN from(Design tension resistance for base plate in bending)
22.32 %

OK

Anchor bolt 14:

$F_{t14,Ed} \leq F_{t14,Rd}$
 $M_{Ed} * h_{14} / \Sigma(h_r^2) - N_{Ed} / (n_{Obj} * n_{h,t}) \leq F_{t14,ep,Rd}$
871kNm * 143.24mm / 6.87m² - 37kN / (1 * 20) ≤ 156.5kN
16.3kN ≤ 156.5kN from(Design tension resistance for base plate in bending)
10.42 %

OK

Anchor bolt 15:

$F_{t15,Ed} \leq F_{t15,Rd}$
 $M_{Ed} * h_{15} / \Sigma(h_r^2) - N_{Ed} / (n_{Obj} * n_{h,t}) \leq F_{t15,ep,Rd}$
871kNm * 143.24mm / 6.87m² - 37kN / (1 * 20) ≤ 156.5kN
16.3kN ≤ 156.5kN from(Design tension resistance for base plate in bending)
10.42 %

OK

Anchor bolt 16:

$F_{t16,Ed} \leq F_{t16,Rd}$
 $M_{Ed} * h_{16} / \Sigma(h_r^2) - N_{Ed} / (n_{Obj} * n_{h,t}) \leq F_{t16,ep,Rd}$
871kNm * 26.65mm / 6.87m² - 37kN / (1 * 20) ≤ 156.5kN
1.5kN ≤ 156.5kN from(Design tension resistance for base plate in bending)

0.98 %

OK

Anchor bolt 17:

$$F_{t17,Ed} \leq F_{t17,Rd}$$

$$M_{Ed} * h_{17} / \sum(h_i^2) - N_{Ed} / (n_{Obj} * n_{h,t}) \leq F_{t17,ep,Rd}$$

$$871kNm * 26.65mm / 6.87m^2 - 37kN / (1 * 20) \leq 156.5kN$$

$$1.5kN \leq 156.5kN \text{ from (Design tension resistance for base plate in bending)}$$

0.98 %

OK

Weld Verification

Minimum weld thickness

$$3 \text{ mm} \leq a$$

$$3\text{mm} \leq 8\text{mm}$$

OK

Minimum weld length

$$\max(30\text{mm}; 6 * a) \leq l_{\text{eff}}$$

$$48\text{mm} \leq 2905.68\text{mm}$$

OK

Weld Verification

$$\text{SQRT}(\sigma_{\text{perp}}^2 + 3 * (T_{\text{perp}}^2 + T_{\text{parall}}^2)) \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{Mw})$$

$$\text{SQRT}((118.5\text{N/mm}^2)^2 + 3 * ((118.5\text{N/mm}^2)^2 + (2.5\text{N/mm}^2)^2)) \leq 365\text{N/mm}^2 / (0.9 * 1.25)$$

$$237\text{N/mm}^2 \leq 324.5\text{N/mm}^2$$

73.04 %

OK

$$\sigma_{\text{perp}} \leq f_u / \gamma_{Mw}$$

$$118.5\text{N/mm}^2 \leq 510\text{N/mm}^2 / 1.25$$

$$118.5\text{N/mm}^2 \leq 408\text{N/mm}^2$$

29.04 %

OK

Resistance of column base plate

Column base plate in axial forces - compression

Conditions

$$N_{c,Ed} < 0$$

$$-37\text{kN} < 0\text{kN}$$

OK

$$N_{c,Ed} \leq N_{c,Rd}$$

$$N_{c,Ed} \leq f_{jd} * A_{\text{eff}}$$

$$37\text{kN} \leq 5.3\text{N/mm}^2 * 0.83\text{m}^2$$

$$37\text{kN} \leq 4411.7\text{kN}$$

0.84 %

OK

Geometrical parameters for the base plate

$$e = -23540.54\text{mm}$$

$$e \leq -Z_{T,r}$$

$$-23540.54\text{mm} \leq -302.49\text{mm}$$

OK

Case: Dominant bending moment

Verification of moment resistance

$$M_{Ed} \leq M_{j,Rd}$$

$$M_{Ed} \leq \min((-F_{c,l,Rd} * z) / (1 + z_{tr}/e); (F_{t,r,Rd} * z) / (-1 + z_{cl}/e))$$

$$871 \text{ kNm} \leq \min((-2573.2 \text{ kN} * 755.49 \text{ mm}) / (1 + 302.49 \text{ mm} / -23540.54 \text{ mm}); (2659.9 \text{ kN} * 755.49 \text{ mm}) / (-1 + 453 \text{ mm} / -23540.54 \text{ mm}))$$

$$1969.3 \text{ kN} = \min(-1969.3 \text{ kN}; -1971.6 \text{ kN})$$

$$871 \text{ kN} \leq 1969.3 \text{ kN}$$

$$44.23 \%$$

OK

Column base plate in shear force

$$F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$$

$$F_{v,Ed} \leq C_{F,d} * N_{C,Ed} + n * F_{vb,Rd}$$

$$57 \text{ kN} \leq 0.2 * 37 \text{ kN} + 19 * 67.6 \text{ kN}$$

$$57 \text{ kN} \leq 1291.1 \text{ kN}$$

$$4.41 \%$$

OK

Column Verification

Column Web Panel in Shear

Column web panel in shear

$$V_{wp,Ed} \leq V_{wp,Rd}$$

$$V_{Ed} \leq 0.9 * f_{y,wc} * A_{vc} / (\text{SQRT}(3) * \gamma_{M0})$$

$$57 \text{ kN} \leq 0.9 * 355 \text{ N/mm}^2 * 0.01 \text{ m}^2 / (1.73 * 1)$$

$$57 \text{ kN} \leq 2674 \text{ kN}$$

$$2.13 \%$$

OK

Conclusion

The connection resists the applied forces