

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



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

**U.O. INFRASTRUTTURE CENTRO**

**PROGETTO DEFINITIVO**

**TRATTA NUOVA ENNA – DITTAINO (LOTTO 4B)**

**OPERE CIVILI**

**PIAZZALI**

Tipologico fondazione antenna GSMR

SCALA:

-

PT00 - Tipologico fondazione antenna GSMR  
Relazione di calcolo

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA Progr. REV.

RS3E 40 D 29 CL PT0000 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA	R. Michelangeli	Gennaio 2020	P. Di Nucci	Gennaio 2020	F. Sparacino	Gennaio 2020	F. Arduini Gennaio 2020

ITALFERR S.p.A.  
Direzione Tecnica  
Infrastrutture Centro  
Dott. Ing. Edoardo Arduini  
Responsabile

## INDICE

<b>1</b>	<b>PREMESSA E SCOPO DEL DOCUMENTO .....</b>	<b>4</b>
<b>2</b>	<b>DOCUMENTI DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>5</b>
<b>3</b>	<b>DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE .....</b>	<b>7</b>
<b>4</b>	<b>DESCRIZIONE DEI MATERIALI .....</b>	<b>8</b>
<b>4.1</b>	<b>OPERE IN C.A.: STRUTTURA FONDAZIONALE .....</b>	<b>8</b>
<b>5</b>	<b>TERRENO DI FONDAZIONE .....</b>	<b>10</b>
<b>6</b>	<b>MODELLO DI CALCOLO.....</b>	<b>11</b>
<b>7</b>	<b>ANALISI DEI CARICHI .....</b>	<b>12</b>
<b>7.1</b>	<b>PESO PROPRIO ELEMENTI STRUTTURALI - G1.....</b>	<b>12</b>
<b>7.2</b>	<b>SOVRACCARICHI PERMANENTI VERTICALI – G2.....</b>	<b>12</b>
<b>7.3</b>	<b>SOVRACCARICHI VARIABILI .....</b>	<b>12</b>
7.3.1	Azione della neve – Q <sub>1</sub> .....	12
7.3.2	Azione del vento (Q <sub>2</sub> , Q <sub>3</sub> ) .....	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 <sub>2</sub> ) .....	19
7.3.4	Vento in direzione y (Q <sub>3</sub> ) .....	19
<b>7.4</b>	<b>AZIONE SISMICA .....</b>	<b>20</b>
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
<b>8</b>	<b>COMBINAZIONI DEI CARICHI .....</b>	<b>26</b>
8.1.1	Approccio agli Stati Limite .....	28
8.1.2	Condizioni di carico .....	29
8.1.3	Combinazioni di carico di progetto .....	29
<b>9</b>	<b>REAZIONI ALLA BASE .....</b>	<b>31</b>
<b>9.1</b>	<b>PALO H=30 M.....</b>	<b>31</b>
<b>10</b>	<b>VERIFICHE MICROPALI.....</b>	<b>40</b>
<b>10.1</b>	<b>VERIFICA CAPACITÀ PORTANTE: COMBINAZIONE → A1+M1+R3.....</b>	<b>42</b>
<b>11</b>	<b>VERIFICHE PLINTO DI FONDAZIONE.....</b>	<b>45</b>
<b>11.1</b>	<b>MODELLO SAP2000 .....</b>	<b>46</b>

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

## 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.

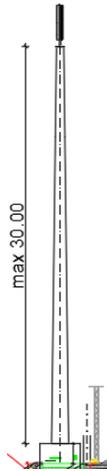
### 3 DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE

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]	$L_{\text{pali}}$ [m]	$D_{\text{pali}}$ [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 (Conforme alla UNI-EN 197/1)
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

$$1,15 \leq (f_t/f_y)_k < 1,35 \text{ (frattile 10\%)}$$

Rapporto

$$(f_y/f_{y, \text{nom}})_k \leq 1,25 \text{ (frattile 10\%)}$$

Allungamento

$$(A_{gt})_k \geq 7,5\% \text{ (frattile 10\%)}$$

Coefficiente sicurezza SLU

$$\gamma_s = 1,15$$

Resistenza di calcolo SLU

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

Tensione di calcolo SLE

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

### Miscela cementizie per micropali

tipologia esecutiva:

cementazione semplice

classe di resistenza

C25/30

classe di esposizione

XF4

resistenza caratteristica cubica a 28gg

Rck=30MPa

contenuto minimo cemento

340 kg/m<sup>3</sup>

### 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) =  $0 \text{ kPa}$
- 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:

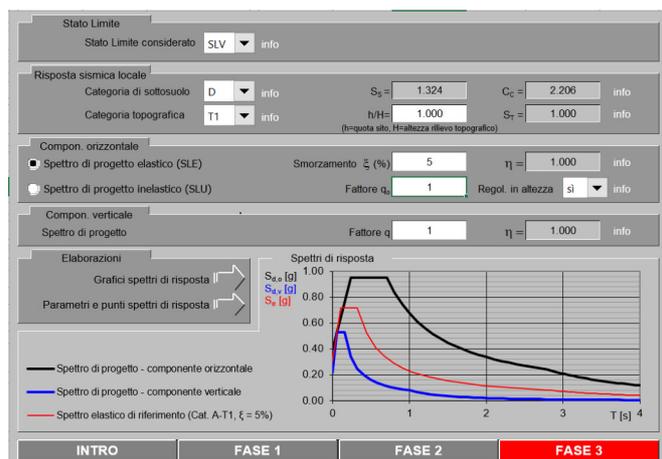
Elaborazioni grafiche: Grafici spettri di risposta, Variabilità dei parametri  
 Elaborazioni numeriche: Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito: 21853, 21854, 22075, 22076

Reticolo di riferimento: Controllo sul reticolo, Sito esterno al reticolo, Interpolazione su 3 nodi, Interpolazione corretta, Interpolazione superficie rigata

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

INTRO **FASE 1** FASE 2 FASE 3



**Stato Limite**  
Stato Limite considerato: SLV

**Risposta sismica locale**  
 Categoria di sottosuolo: D  $S_s = 1.324$   $C_c = 2.206$   
 Categoria topografica: T1  $h/H = 1.000$   $S_r = 1.000$   
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

**Compon. orizzontale**  
 Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento  $\xi$  (%) = 5  $\eta = 1.000$   
 Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q = 1 Regol. in altezza: si

**Compon. verticale**  
 Spettro di progetto Fattore q = 1  $\eta = 1.000$

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

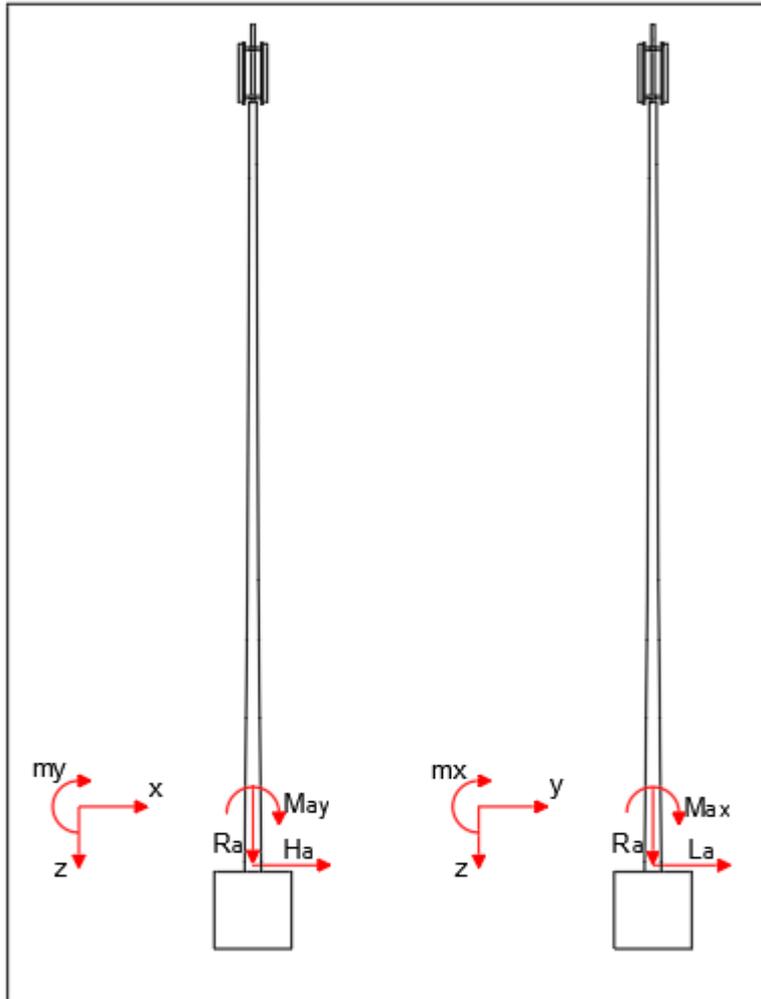
**Spettri di risposta**  
 $S_{d0}$  [g],  $S_{d1}$  [g],  $S_{d2}$  [g]  
 T [s] 4

— 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/m<sup>3</sup>

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

Peso palo + 3 mensole sostegno corona:                      1770 kg                      →                      N<sub>C</sub> = 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<sub>C</sub> = 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 – Q<sub>1</sub>

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<sub>s</sub>                      carico neve sulla copertura;  
μ<sub>i</sub>                      coefficiente di forma della copertura;  
q<sub>sk</sub>                      valore caratteristico di riferimento carico neve al suolo [kN/m<sup>2</sup>], per un periodo di ritorno di 50 anni;  
C<sub>E</sub>                      coefficiente di esposizione;  
C<sub>t</sub>                      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:  $\mu_1$

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

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
$\mu_1$	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



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

**PT00 - Tipologico fondazione antenna GSMR**  
Relazione di calcolo

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV	FOGLIO
RS3E	50	D29 CL	PT0000 001	A	14 DI 58

$c_p$  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);

$\rho$  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.

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

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

Per cui essendo  $a_s \approx 750 \text{ m}$  e  $v_b = 33 \text{ m/s}$  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

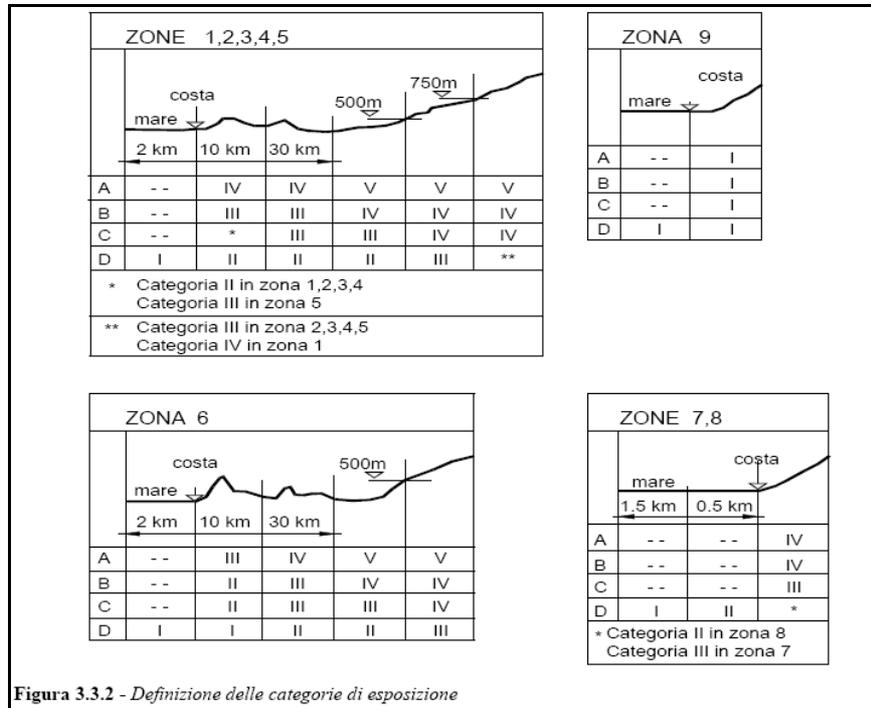
In mancanza di analisi specifiche, la categoria di esposizione è assegnata nella Fig. 3.3.2 del D.M. 2008 in funzione della posizione geografica del sito e della classe di rugosità del terreno definita in Tab. 3.3.III. Nelle fasce entro i 2 km dalla costa di tutte le zone, la categoria di esposizione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

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

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:

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

con

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

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

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 m	p kN/m'	Cp	Ce	Qb	A m <sup>2</sup>
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 (Q<sub>2</sub>)*

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 (Q<sub>3</sub>)*

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

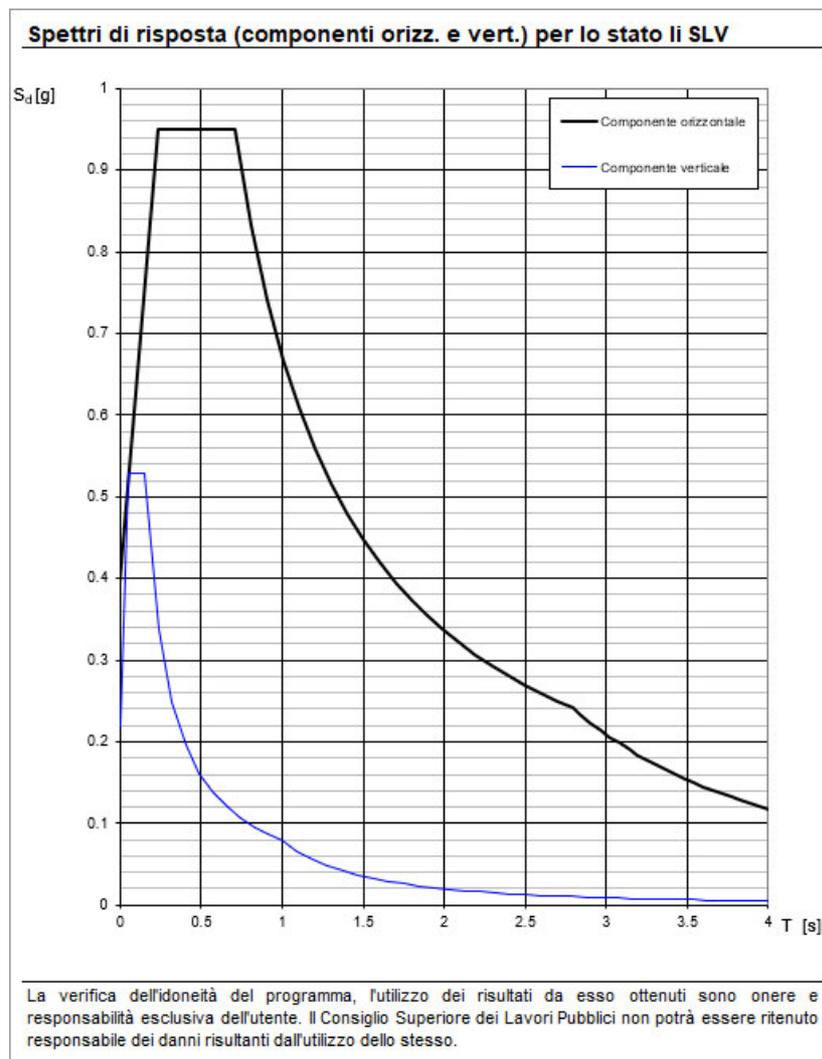
#### 7.4.10.1 Fattore di struttura

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	$\Sigma UX$	$\Sigma UY$
-	-	-	-	-	-
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  $\psi_{2j}$  indicati nella seguente tabella:

Categoria/Azione variabile	$\psi_{0j}$	$\psi_{1j}$	$\psi_{2j}$
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 $\leq 30$ 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 $\leq 1000$ 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 $\gamma_F$	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Carichi permanenti $G_1$	Favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,3	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2$	Favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

*Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno*

		Coeff. Parziale $\gamma_M$	(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	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,00	1,40

*Coeff. parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli SLU di pali infissi*

Resistenza	Simbolo	Pali infissi		
		(R1)	(R2)	(R3)
Base	$\gamma_b$	1,0	1,45	1,15
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	$\gamma_t$	1,0	1,45	1,15
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	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 <sub>1</sub>	Peso proprio strutturale
G <sub>2</sub>	Peso proprio non strutturale
Q <sub>1</sub>	Carico accidentale da neve
Q <sub>2</sub>	Carico accidentale vento longitudinale alle mensole
Q <sub>3</sub>	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	$1.5*0.6=0.90$	$1.5*0.6=0.90$

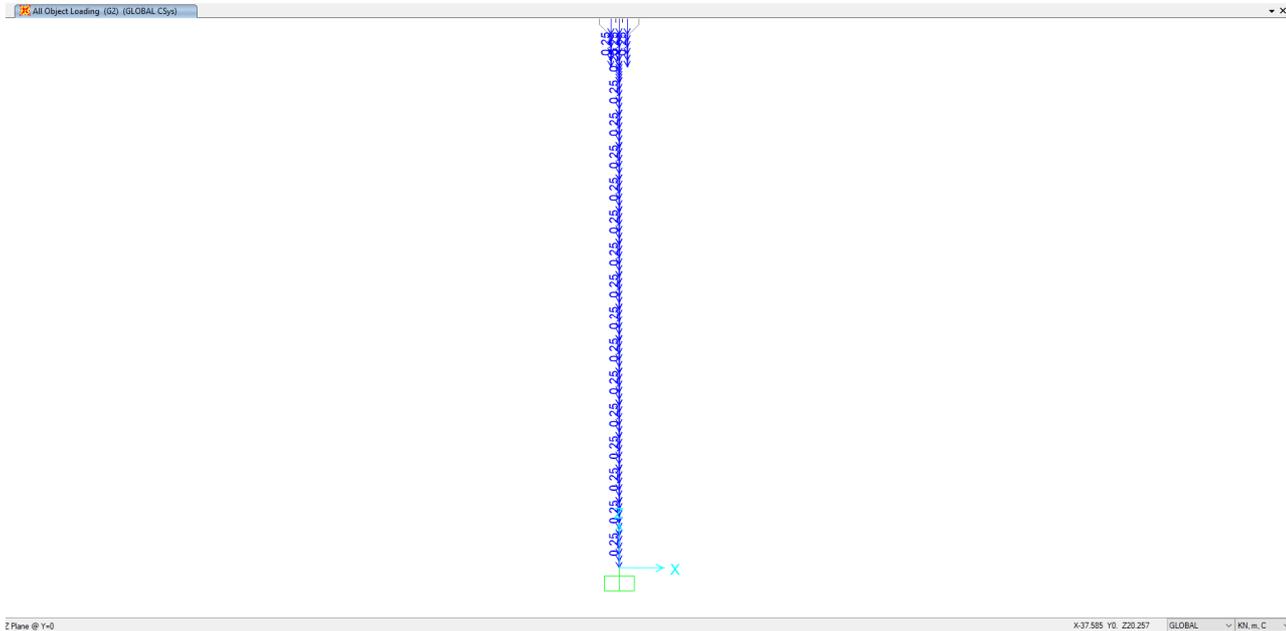
## 9 REAZIONI ALLA BASE

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:

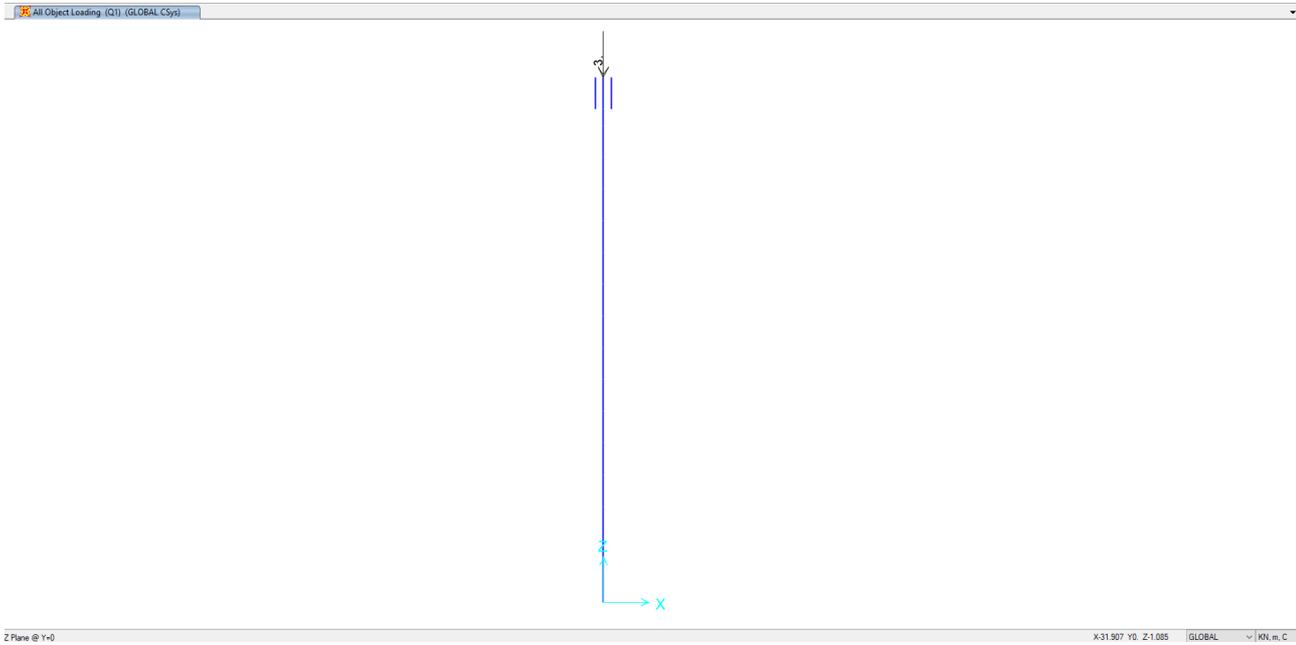
- Le forze imposte sul modello strutturale per schematizzare i diversi casi di carico; il peso proprio della torre è stato valutato automaticamente dal software di calcolo agli elementi finiti in un caso di carico separato in riferimento alle caratteristiche di materiale e geometria fornite in input;
- 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 $H=30\text{ m}$

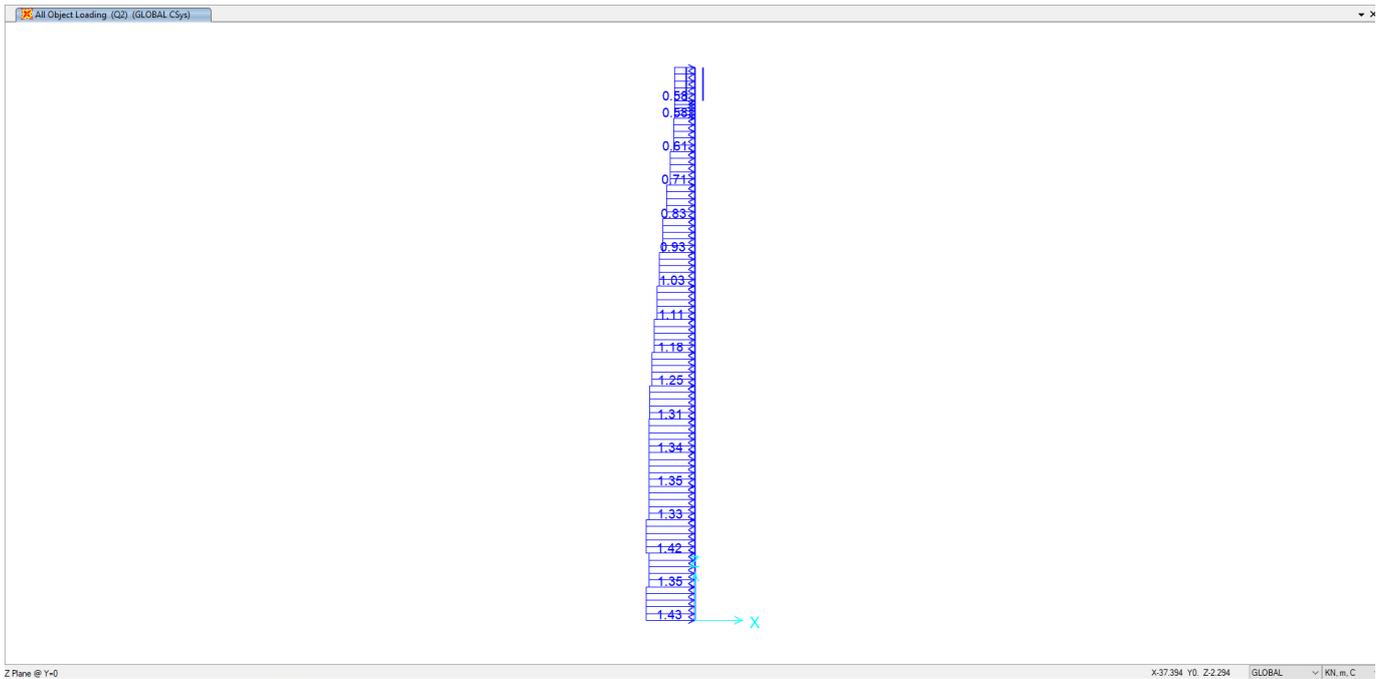
Forze imposte sul modello strutturale per schematizzare il peso proprio non strutturale  $G_2$



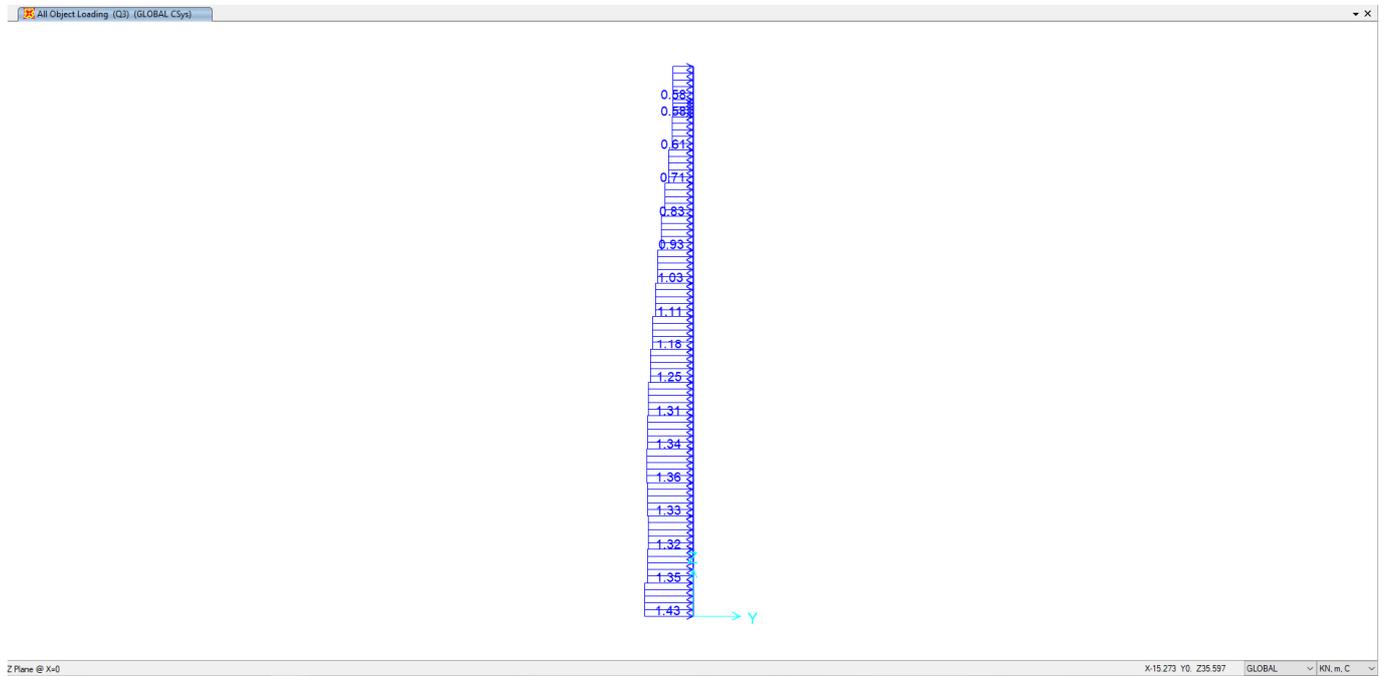
Forze imposte sul modello strutturale per schematizzare il carico di neve  $Q_1$



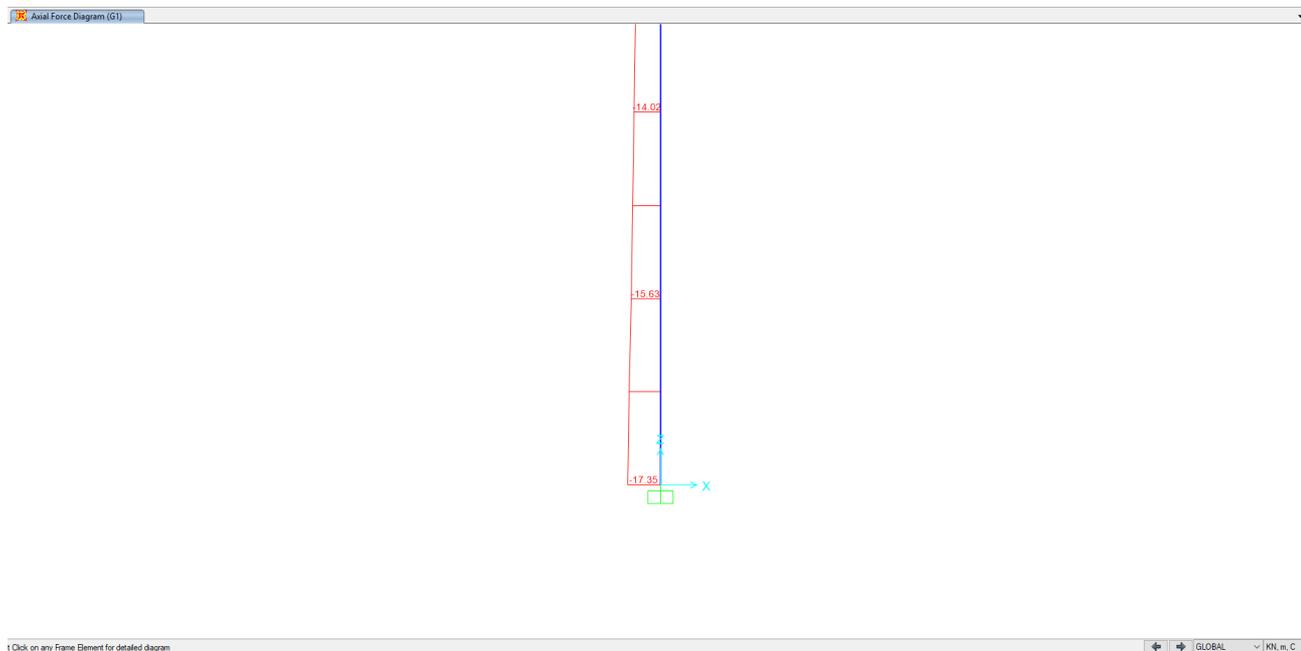
Forze imposte sul modello strutturale per schematizzare il vento (direzione x) sulle mensole  $Q_2$



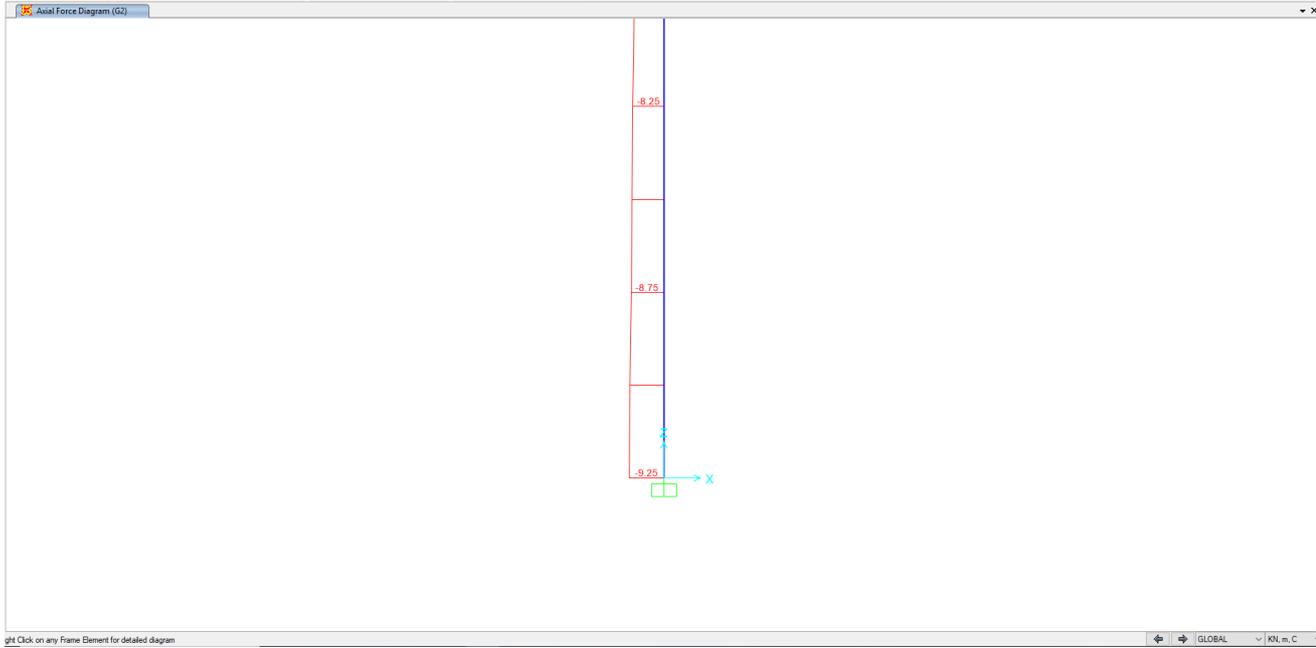
Forze imposte sul modello strutturale per schematizzare il vento (direzione y) sulle mensole  $Q_3$



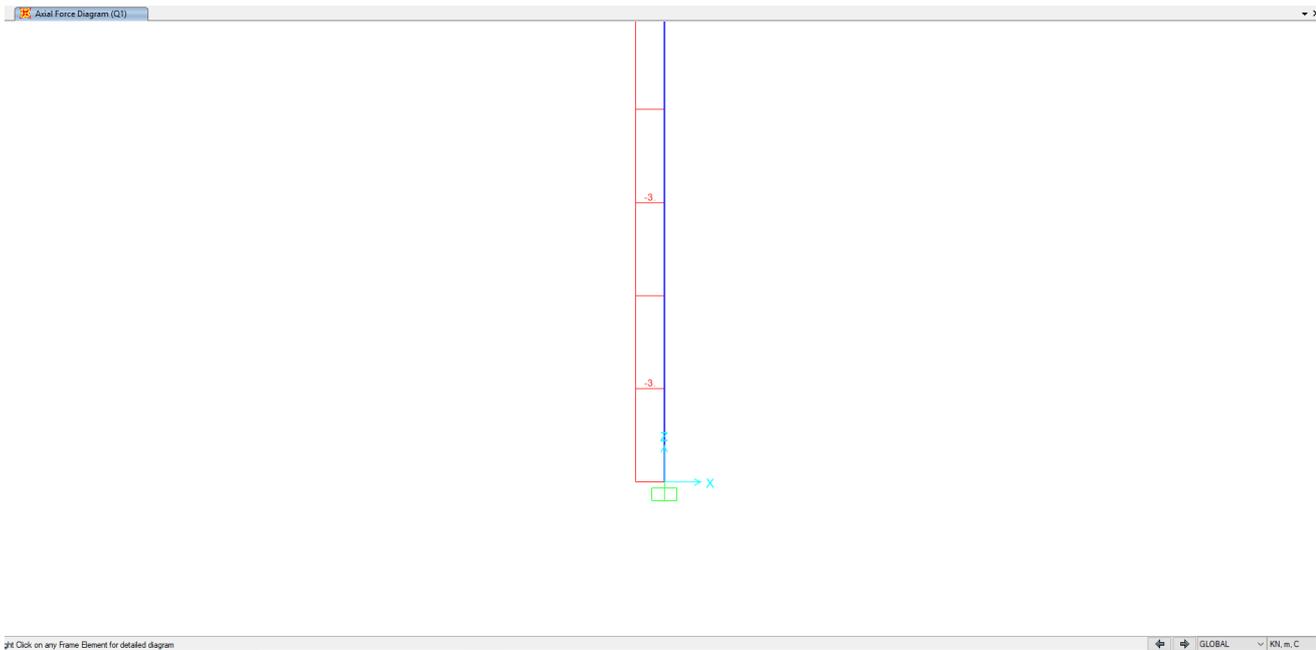
Caso di carico: peso proprio strutturale  $G_1$  - Azione assiale (direzione z) alla base della torre



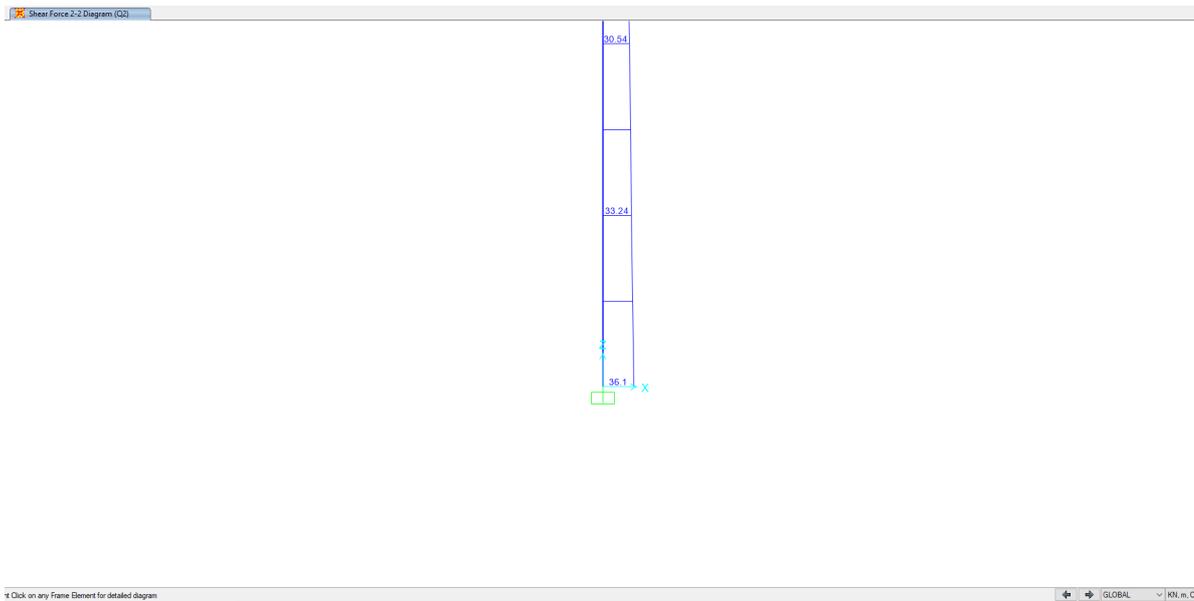
Caso di carico: peso proprio non strutturale  $G_2$  - Azione assiale (direzione z) alla base della torre



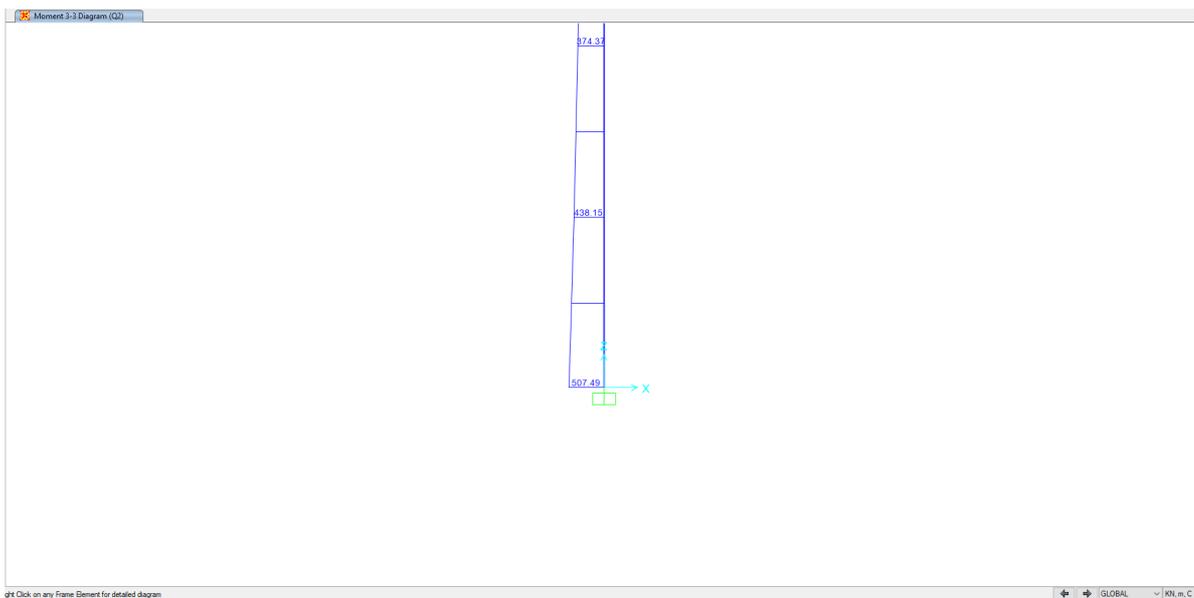
Caso di carico: carico accidentale da neve  $Q_1$  - Azione assiale (direzione z) alla base della torre



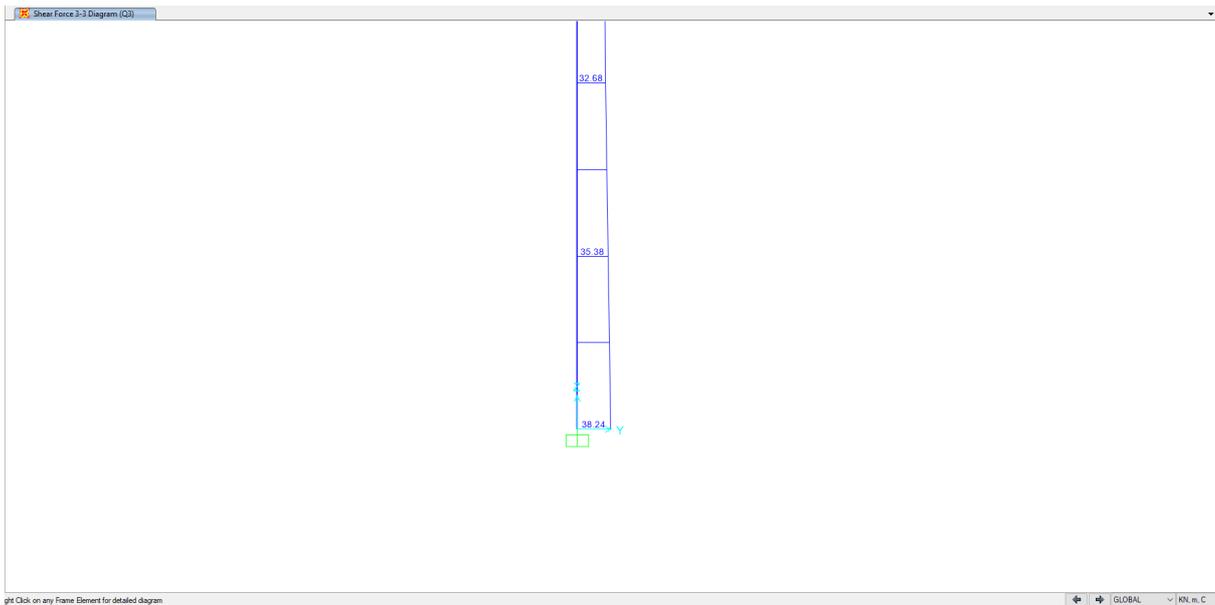
Caso di carico: carico accidentale vento (direzione x) alle mensole  $Q_2$  – Taglio nella direzione x  $V_{Sd,x}$  alla base della torre



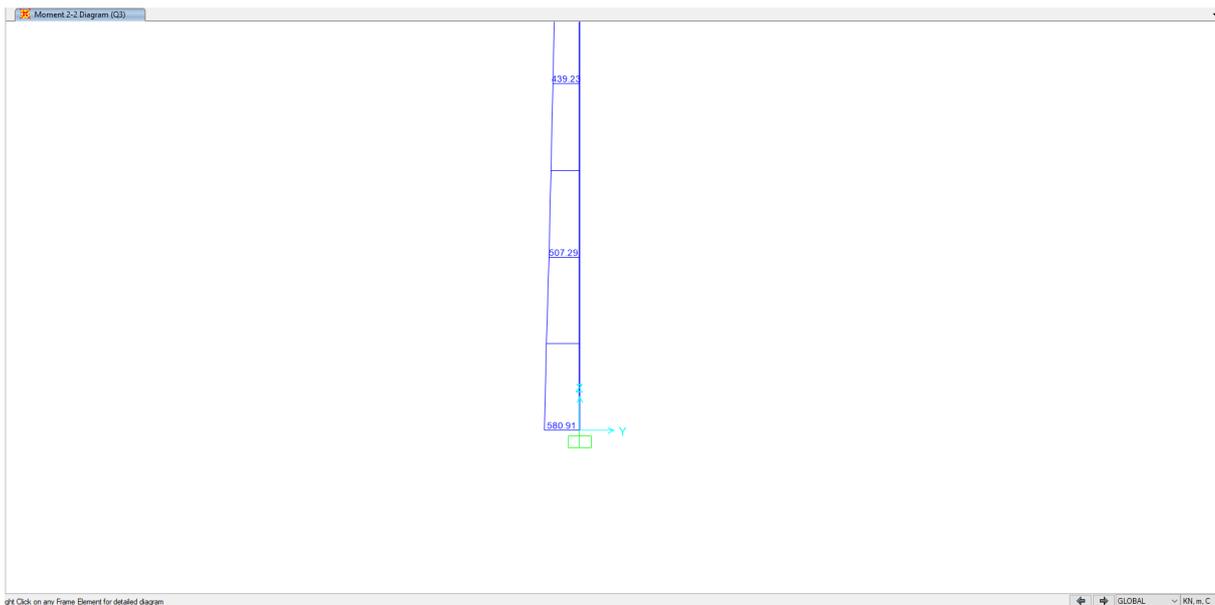
Caso di carico: Carico accidentale vento (direzione x) alle mensole  $Q_2$  – Momento flettente attorno ad asse y  $M_{Sd,y}$  alla base della torre



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.

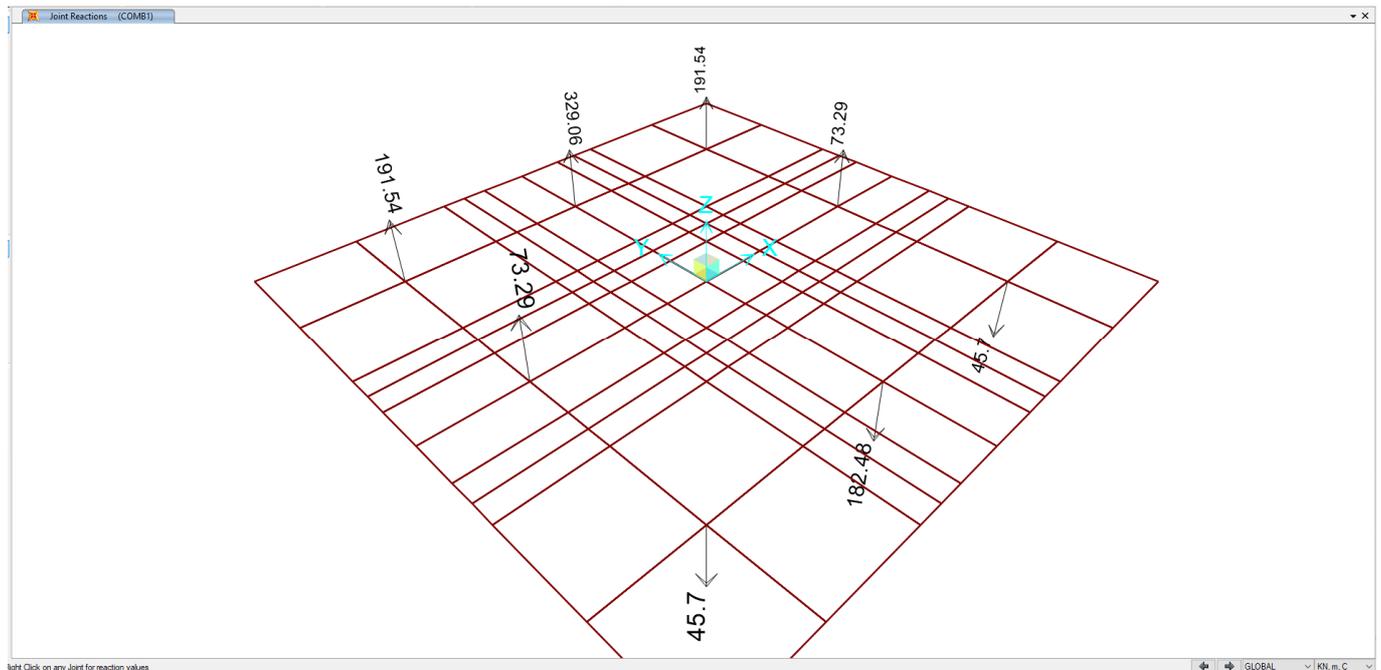
La fondazione è supportata da micropali di diametro 30 cm disposti su una maglia quadrata a un interasse di 1m (quindi maggiore di 3 volte il diametro, 0.90).

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:

$$P = \frac{Fy}{n} + \frac{Mz d_x}{I_z} + \frac{Mx d_z}{I_x}$$

$$T = \sqrt{Fz^2 + Fx^2} / n$$

- 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).

	<b>Nmax (kN)</b>	<b>Nmin (kN)</b>	<b>Taglio (kN)</b>
SAP2000	329	-182	7

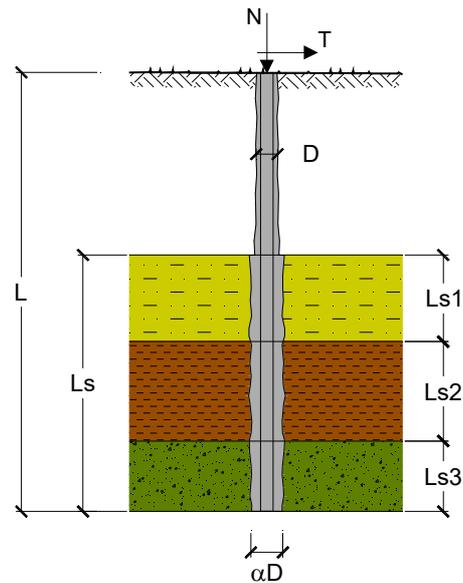
### 10.1 Verifica capacità portante: combinazione → A1+M1+R3

#### CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

**OPERA:** SLU5/45

**DATI DI INPUT:**
**Sollecitazioni Agenti:**

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
<b>N (kN)</b>	79.00	255.00	334.00
<b>T (kN)</b>	0.00	7.00	7.00



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	$\gamma_s$	$\gamma_s$ traz
			$\gamma_G$	$\gamma_Q$		
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	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$	DM88	prog.
$\xi_s$	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
$\xi_t$	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<sub>arm</sub>): 4667 (mm<sup>2</sup>)

 Momento di inerzia della sezione di armatura (J<sub>arm</sub>): 2.016E+07 (mm<sup>4</sup>)

 Modulo di resistenza della sezione di armatura (W<sub>arm</sub>): 208,109 (mm<sup>3</sup>)

Tipo di acciaio: S 355 (Fe 510)

 Tensione di snervamento dell'acciaio (f<sub>y</sub>): 355 (N/mm<sup>2</sup>)

 Coefficiente Parziale Acciaio (γ<sub>M</sub>): 1.05

 Tensione ammissibile dell'acciaio (σ<sub>lim</sub>): 338 (N/mm<sup>2</sup>)

 Modulo di elasticità dell'acciaio (E<sub>arm</sub>): 210.000 (N/mm<sup>2</sup>)

**Coefficiente di Reazione Laterale:**

 Coeff. di Winkler (k): 3.5 (MN/m<sup>3</sup>)

**CAPACITA' PORTANTE ESTERNA**
**Capacità portante di fusto**

$$QI = \sum_i \pi * Ds_i * s_i * l_{s_i}$$

Tipo di Terreno	Spessore l <sub>s<sub>i</sub></sub> (m)	α (-)	Ds <sub>i</sub> = α * D (m)	S <sub>i</sub> media (MPa)	S <sub>i</sub> minima (MPa)	S <sub>i</sub> calcolo (MPa)	Q <sub>si</sub> (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<sub>s</sub> = 10.00 (m)      QI = 347.10 (kN)

**Capacità portante di punta**

$$Qp = \%Punta * QI \quad (\text{consigliato } 10-15\%)$$

 % Punta 15%      Q<sub>p</sub> = 52.07 (kN)

**CARICO LIMITE DEL MICROPALO**
**COEFFICIENTE DI SICUREZZA**

$$Q_{lim} = Q_b + QI$$

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

 Q<sub>lim</sub> = 399.17 (kN)

 F<sub>s</sub> = 1.20

**CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO**

 Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam.(β) (β = k \* D<sub>arm</sub>): 0.68 (N/mm<sup>2</sup>)

$$Pk = 2 * (\beta * E_{arm} * J_{arm})^{0.5} \quad \eta = Pk / N \quad (\text{consigliato } \eta > 10)$$

 P<sub>k</sub> = 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):

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

### VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

*Tensioni nel singolo micropalo*

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

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

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

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

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

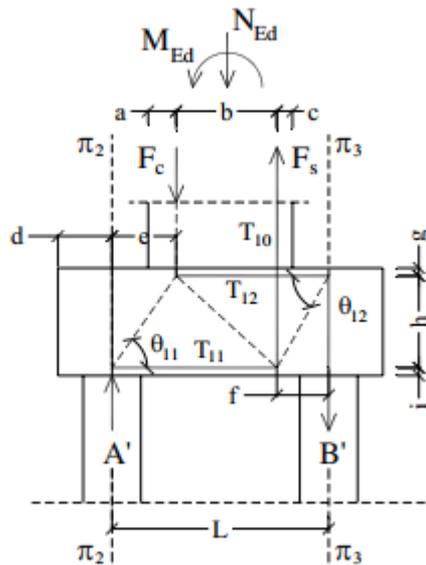
$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5}$$

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

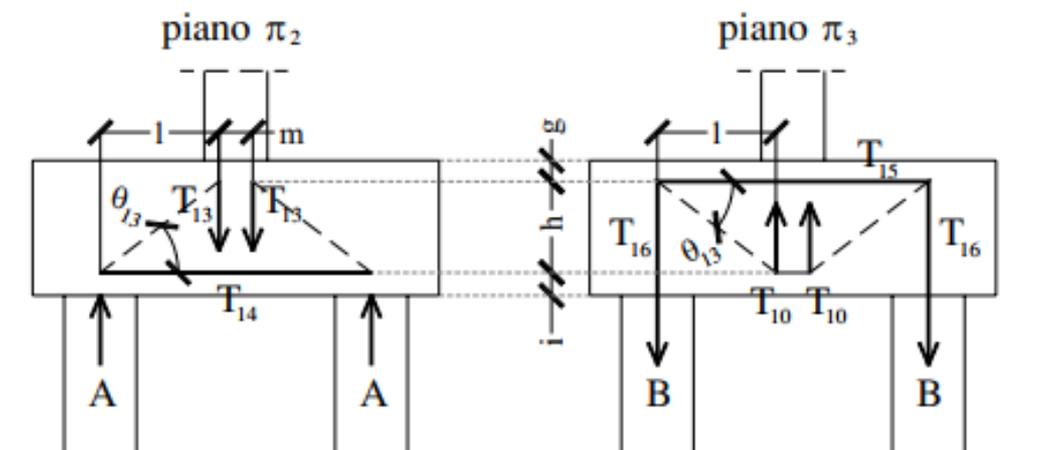
**verifica soddisfatta**

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

<sup>(1)</sup>  $F_s$  = forza di trazione nelle armature del pilastro

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

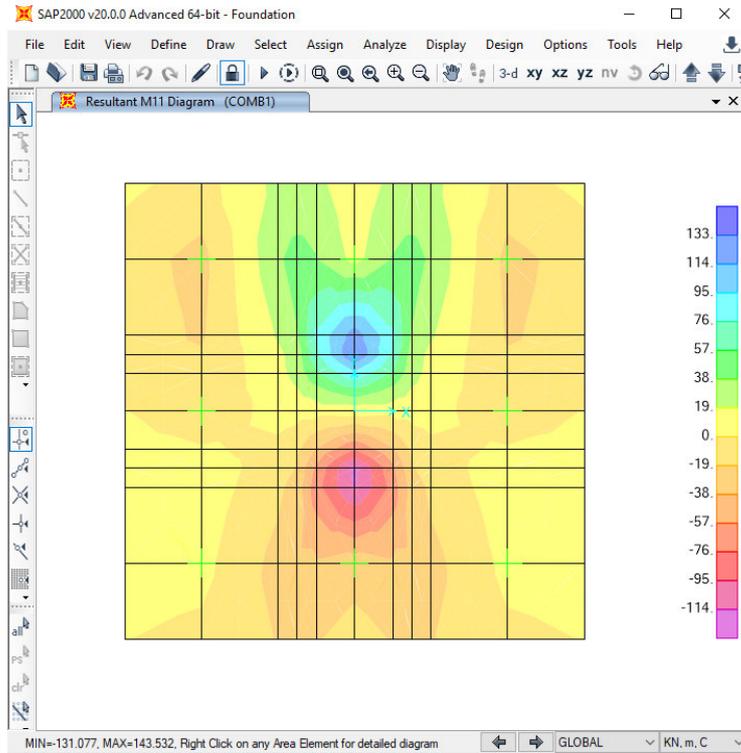
### 11.1 Modello SAP2000

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

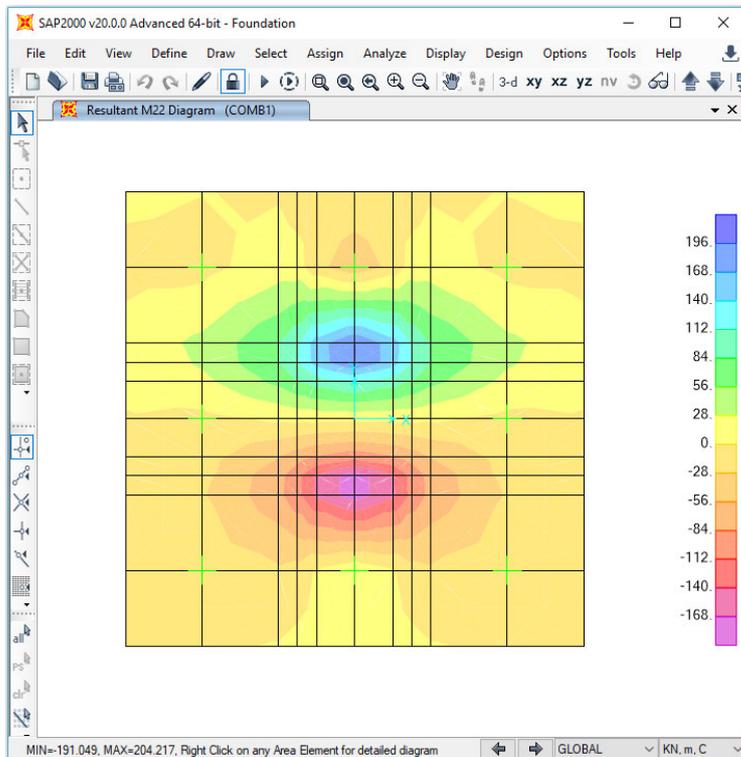
La fondazione è supportata da 8 micropali di diametro 30 cm disposti con un interasse minimo di 1m (quindi maggiore di 3 volte il diametro, 0.90).

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.

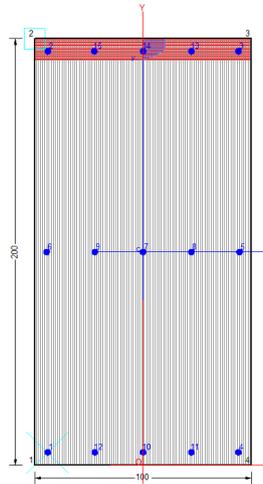


**Momento flettente M11 – max M =114 kN.m'**



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

Si disporranno 5 $\phi$ 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 $ec/2$ 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**

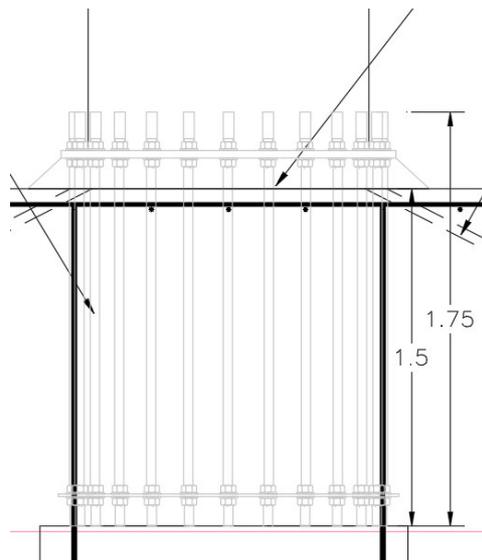
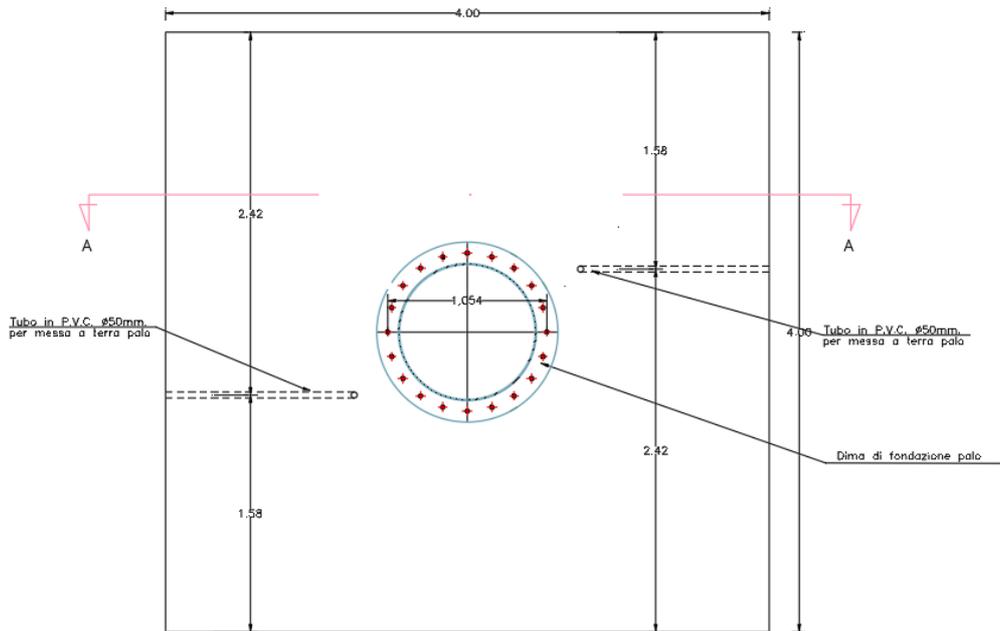
Stirrup diameter:	8	mm	
Stirrups spacing(pitch):	8.2	cm	< Max spacing for code = 42.0 cm
Area stirrup/m:	12.3	cm <sup>2</sup> /m	> Stirrup area strictly necessary for shear = 1.2cm <sup>2</sup> /m
Area stirrups/m:	12.3	cm <sup>2</sup> /m	> Min. Area stirrup bars (9.5N) = 9.7cm <sup>2</sup> /m

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 <sup>2</sup> /m] of stirrups: $Ast\ min = 100 \cdot r_w \cdot bw$ . In wich $r_w$ is given from (9.5N) EC2
Ast	Area of hoops+cross-ties strictly necessary for shear force[cm <sup>2</sup> /m]
A.Eff	Effective Area of hoops+cross-ties in the shear direction in current comb. [cm <sup>2</sup> /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

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

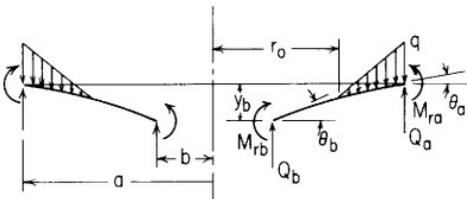
### 12.3 Verifiche a taglio e a trazione dei tirafondi

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

### 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:

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

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

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

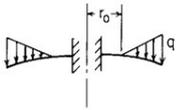
$$M_t = \frac{\theta D (1 - \nu^2)}{r} + \nu M_r$$

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

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	
$K_{\theta_a}$	-0.0684	-0.0397	-0.0159	-0.0035	-0.00013
$K_{M_{ra}}$	-0.6769	-0.2861	-0.1197	-0.0368	-0.00356

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

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

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

$$k_{Mrb} = 0.2861$$

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

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

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

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

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	$N_{Ed}$	$M_{Ed, \max}$	$M_{Rd}$	$F_{t, \text{tir}, Ed, \max}$	$F_{t, \text{tir}, Rd}$	$V_{Ed, \text{Tir1}}$	$V_{Rd, \text{Tir1}}$	$\eta$
-	-	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

<b>Incidenza fondazione kg/mc</b>	<b>169.05</b>
-----------------------------------	---------------

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/m<sup>3</sup>**

## 14 VERIFICA SLE - CALCOLO DEI CEDIMENTI

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

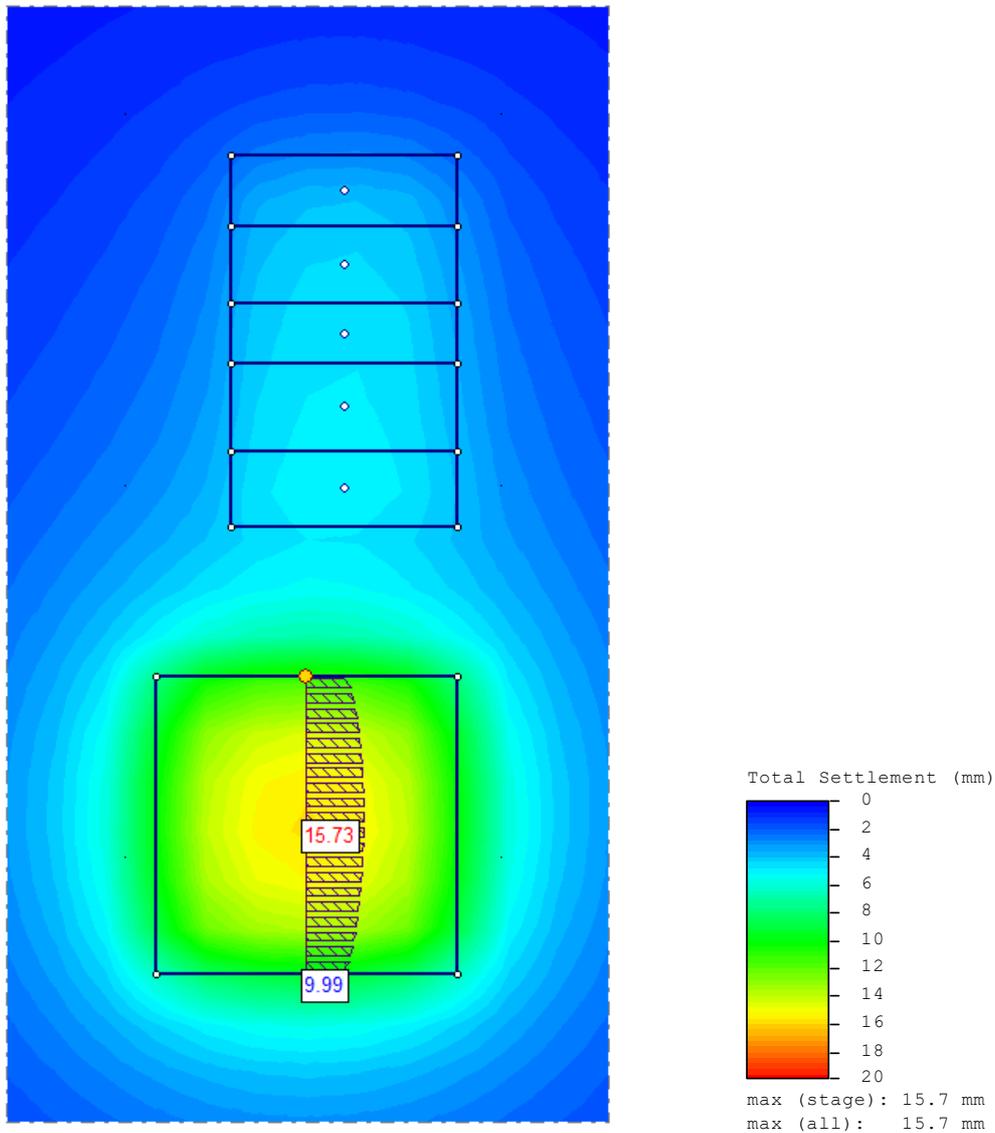
Il calcolo è stato cautelativamente condotto considerando il caso in cui si ha anche la presenza dell'edificio shelter in affiancamento all'antenna, pertanto nel modello sono presenti entrambe le fondazioni, ad una distanza di 2 m.

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 (permanent, 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

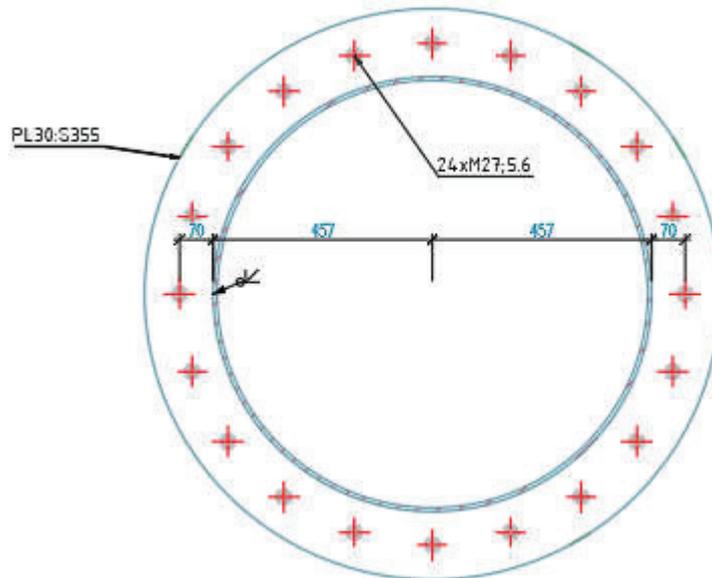
REV  
A

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 <sup>2</sup>
Shear Area strong axis	0m <sup>2</sup>
Moment of Inertia strong axis	233651cm <sup>4</sup>
Elastic Modulus strong axis	5113cm <sup>3</sup>

Plastic Modulus strong axis	6567cm <sup>3</sup>
Plastic Modulus weak axis	6567cm <sup>3</sup>

### 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 <sup>2</sup>

## 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 / 6.87m<sup>2</sup> - 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 / 6.87m<sup>2</sup> - 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 / 6.87m<sup>2</sup> - 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 / 6.87m<sup>2</sup> - 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 / 6.87m<sup>2</sup> - 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 / 6.87m<sup>2</sup> - 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 / 6.87m<sup>2</sup> - 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 / 6.87m<sup>2</sup> - 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 / 6.87m<sup>2</sup> - 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