

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



**U.O. INFRASTRUTTURE SUD**

**PROGETTO DEFINITIVO**

**LINEA SALERNO - PONTECAGNANO AEROPORTO  
COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO  
TRATTA ARECHI - PONTECAGNANO AEROPORTO**

ELABORATI GENERALI OPERE CIVILI

Shelter

Relazione di calcolo basamento palo antenne GSMR

SCALA:

-

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

NN1X 10 D 78 CL OC0000 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	F.Durastanti	Dic-2020	G.F. Copetta	Dic-2020	M. Di Vito	Dic-2020	D.Tiberti Dic-2020 ITALFERR S.p.A. Gruppo Ferrovie dello Stato Direzione Generale UO Infrastrutture Sud Dott. Ing. Oscar Tiberti Ordine degli Ingegneri Prov. di Napoli n. 1047/06

NN1X.1.0.D.78.CL.OC.00.0.0.001.A

n. Elab.:

INDICE

<b>1</b>	<b>PREMESSA</b> .....	<b>2</b>
<b>2</b>	<b>DESCRIZIONE DELL'OPERA</b> .....	<b>4</b>
<b>3</b>	<b>DOCUMENTI DI RIFERIMENTO</b> .....	<b>5</b>
	3.1.1 Documenti di progetto.....	5
	3.1.2 Normativa e istruzioni.....	5
<b>4</b>	<b>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI</b> .....	<b>6</b>
4.1	CALCESTRUZZO .....	6
4.1.1	Magrone .....	6
4.1.2	Calcestruzzo per opere di fondazione .....	6
4.1.3	Miscele cementizie per micropali.....	6
4.2	ACCIAIO .....	7
4.2.1	Acciaio per cemento armato.....	7
4.2.2	Copriferri minimi .....	7
<b>5</b>	<b>CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA – GEOTECNICA</b> .....	<b>8</b>
<b>6</b>	<b>MODELLO DI CALCOLO</b> .....	<b>9</b>
<b>7</b>	<b>ANALISI DEI CARICHI</b> .....	<b>10</b>
7.1	PESO PROPRIO ELEMENTI STRUTTURALI .....	10
7.2	SOVRACCARICHI PERMANENTI VERTICALI G2 .....	10
7.3	SOVRACCARICHI VARIABILI .....	10
7.3.1	Azione neve – Q1.....	10
7.3.2	Azione vento – Q2, Q3.....	11
7.3.3	Vento in direzione y (Q3).....	15
7.4	AZIONE SISMICA .....	16
<b>8</b>	<b>COMBINAZIONI DI CARICO</b> .....	<b>21</b>
8.1	APPROCCIO AGLI STATI LIMITE .....	22
<b>9</b>	<b>REAZIONI ALLA BASE</b> .....	<b>24</b>
<b>10</b>	<b>VERIFICHE FONDAZIONE</b> .....	<b>32</b>
10.1	VERIFICA A RIBALTAMENTO .....	32
10.2	VERIFICA A SCORRIMENTO.....	33
10.3	VERIFICA A CARICO LIMITE .....	34
<b>11</b>	<b>VERIFICHE STRUTTURALI PLINTO</b> .....	<b>38</b>
11.1	AZIONI SOLLECITANTI DI PROGETTO.....	42
<b>12</b>	<b>VERIFICA TIRAFONDI</b> .....	<b>46</b>
12.1	VERIFICA A TAGLIO DEI TIRAFONDI.....	46
12.2	VERIFICA A TRAZIONE DEI TIRAFONDI.....	46
12.3	VERIFICA A TAGLIO E TRAZIONE DEI TIRAFONDI.....	46
12.4	CALCOLO SPESSORE E DIMENSIONI DELLA PIASTRA DA ANCORAGGIO DEI TIRAFONDI.....	47
<b>13</b>	<b>INCIDENZA</b> .....	<b>49</b>

## 1 PREMESSA

Nell'ambito dei lavori relativi all'infrastruttura del completamento della metropolitana di Salerno verranno realizzati degli shelter lungo tutta la linea della metroferrovia.

La presente relazione ha come oggetto il calcolo del plinto di fondazione a sostegno delle antenne di telecomunicazione; il calcolo strutturale e geotecnico è svolto in riferimento a tutto il territorio nazionale. 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
- $PGA = 0.28g$
- Sito di riferimento per il calcolo di  $S_s$ : Gubbio
- Categoria del sottosuolo D

### Neve:

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

Il calcolo della fondazione è svolto per tre diverse altezze del palo GSM-R:

- altezza 18 m;
- altezza 24 m;
- 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  $\varphi' = 24^\circ$

SHELTER  
Relazione di calcolo basamento palo antenna GSMR

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	10	D 78	CL OC0000 001	A	3 di 49

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

Nella seguente figura viene mostrata l'ubicazione delle tipologie di shelter presenti lungo la linea.

N.	Sito	Oggetto	Dimensioni
1	Nuovo Sito Radio Salerno	Nuovo shelter 2.5x2.1 per GSM-R	2,5x2,1
		Nuovo palo porta antenne x GSM-R (area 3mx3m)	
2	Nuovo Shelter x IaP/DS Fermata Torrione	Nuovo shelter 2.5x2.1 per Impianti Informazione e Comunicazione (DS e IAP)	2,5x2,1
3	Nuovo Sito Radio Pastena	Nuovo shelter 3.5x2.5 per GSM-R + Impianti Informazione & Comunicazione (DS e IAP)	3,5x2,5
		Nuovo palo porta antenne x GSM-R (area 3mx3m)	
4	Nuovo Sito Radio INTERMEDIO Salerno-Pontecagnano	Nuovo shelter 2.5x2.1 per GSM-R	2,5x2,1
		Nuovo palo porta antenne x GSM-R (area 3mx3m)	
5	Nuovo Shelter IaP/DS Fermata Arbostella	Nuovo shelter 2.5x2.1 per Impianti Informazione e Comunicazione (DS e IAP).	2,5x2,1
6	Nuovo Shelter IaP/DS Fermata Arechi	Nuovo shelter 2.5x2.1 per Impianti Informazione e Comunicazione (DS e IAP).	2,5x2,1
		Nuovo shelter per LFM	3,5x2,5
7	Fermata Ospedale	Blocco palo per antenna GPRMS	
8	Fermata Pontecagnano	Blocco palo per antenna GPRMS	

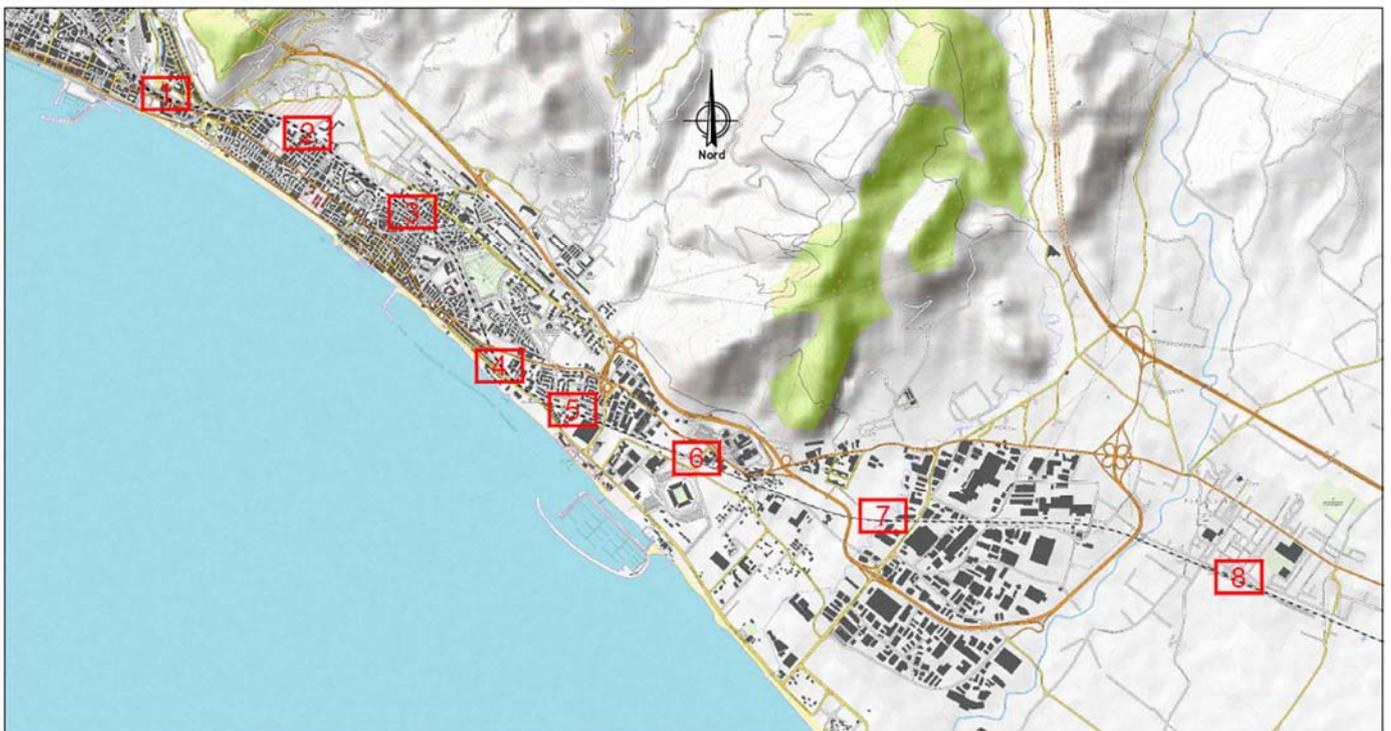


Figura 1 – Pianta ubicazione shelter.

## 2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

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].

Le dimensioni della fondazione sono associate all'altezza dell'antenna pari a 18 m.

Altezza torre [m]	L [m]	B [m]	H [m]
18	3.0	3.0	2.0

Le caratteristiche della torre GSMR sono riportate nella tavola , di cui di seguito si riporta uno stralcio:



Figura 2 – Torre GSMR.

SHELTER Relazione di calcolo basamento palo antenna GSMR	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	NN1X	10	D 78	CL OC0000 001	A	5 di 49

### 3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

#### 3.1.1 Documenti di progetto

- NN1X00D78RHGE0600001 – “PROGETTO DEFINITIVO - GEOTECNICA – Elaborati generali – Relazione di caratterizzazione geotecnica generale”;
- NN1X00D78L6GE0600001 ÷ NN1400D78L6GE0600006 – “PROGETTO DEFINITIVO - GEOTECNICA – Elaborati generali – Profilo geotecnico linea – Tav. 1 ÷ 6”;
- NN1X00D78BZOC0000001 – “PROGETTO DEFINITIVO – ELABORATI GENERALI OPERE CIVILI – Shelter –Carpenteria fondazione basamento palo antenne GSMR”;

#### 3.1.2 Normativa e istruzioni

Le opere contemplate dal presente progetto saranno conformi alla legislazione e alla normativa vigenti. Di seguito sono elencate le principali leggi e norme.

- D.M. 17/01/2018: Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”
- Circolare n.7 del 21/01/2019: Istruzioni per l’applicazione dell’Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al decreto ministeriale 17/01/2018
- RFI.DTC.SI.PS.MA.IFS.001.D: Manuale di progettazione delle opere civili (Ed. 2019)
  - Sezione 2 – Ponti e strutture
  - Sezione 3 - Corpo stradale
- RFI.DTC.SI.SP.IFS.001.B: Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili (Ed. 2017)

## 4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

I materiali utilizzati nella realizzazione delle strutture in funzione della utilizzazione sono descritti in seguito.

### 4.1 CALCESTRUZZO

#### 4.1.1 Magrone

– Classe di resistenza	C12/15;
– Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck} = 15 \text{ kg/m}^3$ ;
– Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 12 \text{ kg/m}^3$ ;
– Classe di esposizione	X0;
– Classe di consistenza slump	S3.

#### 4.1.2 Calcestruzzo per opere di fondazione

Conglomerato classe di resistenza	C30/37
Classe di esposizione	XC3
Classe di consistenza slump	S4
Resistenza cubica caratteristica a compressione	37MPa
– $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 30.71 \text{ N/mm}^2$	Resistenza caratteristica a compressione;
– $f_{cd} = f_{ck} \cdot \alpha_{cc} / \gamma_c = 17.4 \text{ N/mm}^2$	Resistenza di calcolo a compressione del cls;
– $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{(2/3)} = 2.94 \text{ N/mm}^2$	Resistenza media a trazione del cls;
– $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.06 \text{ N/mm}^2$	Resistenza caratteristica a trazione del cls;
– $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.37 \text{ N/mm}^2$	Resistenza di calcolo a trazione del cls.
– $f_{bk} = 2.25 \cdot \eta \cdot f_{ctk} = 4.63 \text{ N/mm}^2$	Resistenza caratteristica tangenziale di aderenza del cls,
dove $\eta = 1.0$ per barre di diametro inferiore a 32 mm;	
– $f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c = 3.09 \text{ N/mm}^2$	Resistenza di calcolo di aderenza del cls.
– $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 38.71 \text{ N/mm}^2$	Resistenza media cilindrica a compressione del cls;
– $E_{cm} = 22000 \cdot [f_{cm}/10]^{0.3} = 33019.4 \text{ N/mm}^2$	Modulo elastico del calcestruzzo
– $\sigma_c < 0.55 \cdot f_{ck} = 16.89 \text{ N/mm}^2$	tensione massima di eserc. per il cls con comb. rara;
– $\sigma_c < 0.40 \cdot f_{ck} = 12.28 \text{ N/mm}^2$	tensione massima di eserc. per il cls con comb. quasi perm

#### 4.1.3 Miscela cementizie per micropali

tipologia esecutiva:	cementazione semplice
classe di resistenza	C25/30

SHELTER

Relazione di calcolo basamento palo antenna GSMR

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	10	D 78	CL OC0000 001	A	7 di 49

classe di esposizione	XF4
resistenza caratteristica cubica a 28gg	Rck=30MPa
contenuto minimo cemento	340 kg/m <sup>3</sup>

## 4.2 ACCIAIO

### 4.2.1 Acciaio per cemento armato

Si utilizzano barre ad aderenza migliorata in acciaio con le seguenti caratteristiche meccaniche:

- |  |  |
|--|--|
| – acciaio                                    | B450C  |
| – tensione caratteristica di snervamento     | $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$ ;                    |
| – tensione caratteristica di rottura         | $f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$ ;                    |
| – resistenza di calcolo a trazione           | $f_{yd} = 391,30 \text{ N/mm}^2$ ;                 |
| – modulo elastico                            | $E_s = 206.000 \text{ N/mm}^2$ .                   |
| – tensione massima di esercizio per l'acciai | $\sigma_s < 0,75 f_{yk} = 337,50 \text{ N/mm}^2$ . |

### 4.2.2 Copriferrini minimi

- |   |                        |
|---|------------------------|
| Opere di fondazione                               | $c \geq 40\text{mm}$   |
| Opere in elevazione in vista                      | $c \geq 35\text{mm}$   |
| Opere in elevazione interrate o non ispezionabili | $c \geq 40\text{mm}$ . |

## 5 CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA – GEOTECNICA

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

fondazioni che appoggiano sul terreno naturale (vedi anche introduzione):

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

fondazioni che appoggiano sul rilevato:

- Angolo d'attrito  $\varphi' = 38^\circ$
- Peso specifico  $g = 20 \text{ kN/m}^3$ .

Segue la corrispondente classificazione sismica da utilizzare nella progettazione:

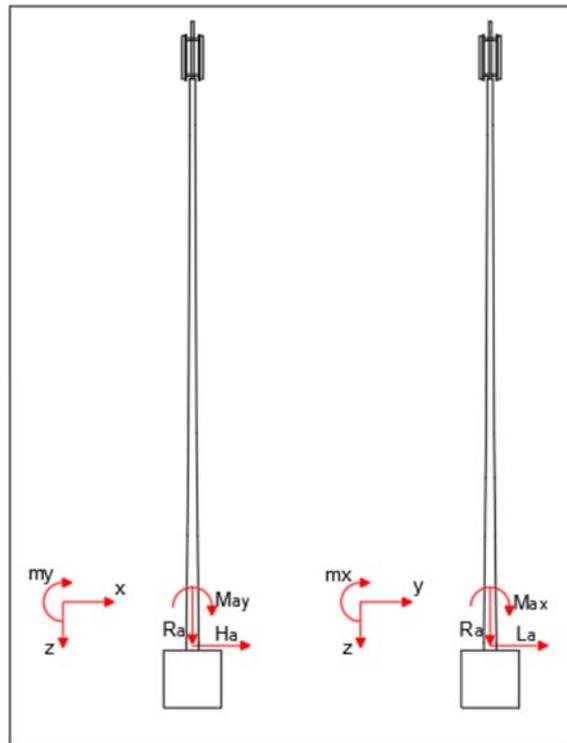
- Vita nominale 75 anni, da cui segue  $C_u = 1.5$
- Zona 2
- $PGA = 0.28g$
- Sito di riferimento per il calcolo di  $S_s$ : Gubbio
- Categoria del sottosuolo D

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



## 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 18 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

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      NC = 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      NC = 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 neve – Q1

Come riportato al paragrafo 3.4 del D.M. LL.PP. 17/01/2018: “Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»”, 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;

$\mu_i$  coefficiente di forma della copertura;

$q_{sk}$  valore caratteristico di riferimento carico neve al suolo [kN/m<sup>2</sup>], 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 as  $\approx$  750 m

$$q_{sk} = 1,39 \times (1 + (a_s/728)^2) = 2,865 \text{ kN/m}^2 \quad (a_s > 200 \text{ m});$$

Coefficiente di esposizione:  $C_E = 1$  Topografia Normale

**Tabella 3.4.I – Valori di  $C_E$  per diverse classi di topografia**

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.

**Tabella 3.4.II – Valori del coefficiente di forma**

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

### 7.3.2 Azione vento – $Q_2, Q_3$

Con riferimento al paragrafo 3.3 del D.M. LL.PP. 14/01/2008: “Norme Tecniche per le Costruzioni”, 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.

### 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:

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

### 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.

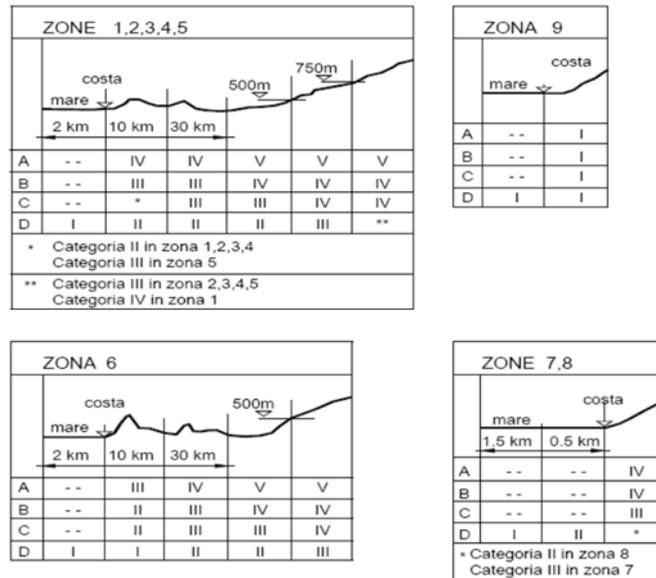


Figura 3.3.2 - Definizione delle categorie di esposizione

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:

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

per cui  $c_e = 2,90$ .

### Coefficiente di forma

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

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

con

Superficie contorno:  $S_p$  [ m<sup>2</sup> ]

Superficie parte piena:  $S$  [ m<sup>2</sup> ]

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:

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

### 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 18 -24 – 30 m di palo

z m	p kN/m'	Cp -	Ce -	Qb -	A m <sup>2</sup>
18	0.526	1.4	2.533	0.670	0.45
16	0.610	1.4	2.451	0.670	0.54
14	0.693	1.4	2.36	0.670	0.64
12	0.753	1.4	2.257	0.670	0.73
10	0.805	1.4	2.138	0.670	0.83
8	0.823	1.4	1.995	0.670	0.92
6	0.835	1.4	1.817	0.670	1.01
4	0.890	1.4	1.708	0.670	1.11
2	0.970	1.4	1.708	0.670	1.21
0	0.97	1.4	1.708	0.670	

z m	p kN/m'	Cp -	Ce -	Qb -	A m <sup>2</sup>
24	0.574	1.4	2.763	0.670	0.45
22	0.669	1.4	2.674	0.670	0.54
20	0.772	1.4	2.606	0.670	0.64
18	0.854	1.4	2.533	0.670	0.73
16	0.937	1.4	2.451	0.670	0.83
14	0.997	1.4	2.36	0.670	0.92
12	1.042	1.4	2.257	0.670	1.01
10	1.076	1.4	2.138	0.670	1.11
8	1.082	1.4	1.995	0.670	1.21
6	1.075	1.4	1.817	0.670	1.3
4	1.122	1.4	1.708	0.670	1.4
2	1.194	1.4	1.708	0.670	1.49
0	1.194	1.4	1.708	0.670	

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:

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

### 7.3.3 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:  $Q_{3,\text{palo}} = 34,76 \text{ kN}$

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

In ottemperanza alle NTC 2018, 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 definiti al § 3.2.1, i cui requisiti di sicurezza sono indicati nel § 7.1 della norma.

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 riportate nel § 7 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).

##### 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

SHELTER Relazione di calcolo basamento palo antenna GSMR	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	NN1X	10	D 78	CL OC0000 001	A	17 di 49

- PGA = 0.28g

- Sito di riferimento per il calcolo di Ss: Gubbio

#### 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.

#### 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".

#### 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.  
 $V_R = V_N \times C_U = 75 \times 1,5 = 112,5$  anni.

#### Azioni di progetto

Le azioni di progetto si ricavano, ai sensi delle NTC 18, dalle accelerazioni  $a_g$  e dalle relative forme spettrali. Le forme spettrali previste dalle NTC 08 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 18 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:

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

#### 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”.*

#### 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  $i \leq 15^\circ$ .

#### 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”)”.

#### Regolarità

La struttura è rispondente a tutti i requisiti di regolarità in pianta ed in elevazione elencati nel §7.2.2 NTC 08.

Regolare in pianta SI

Regolare in altezza SI

### Tipologia strutturale

Considerando il paragrafo §7.5.2.1 NTC 08 la struttura è classificabile come:

Struttura a mensola o a pendolo inverso

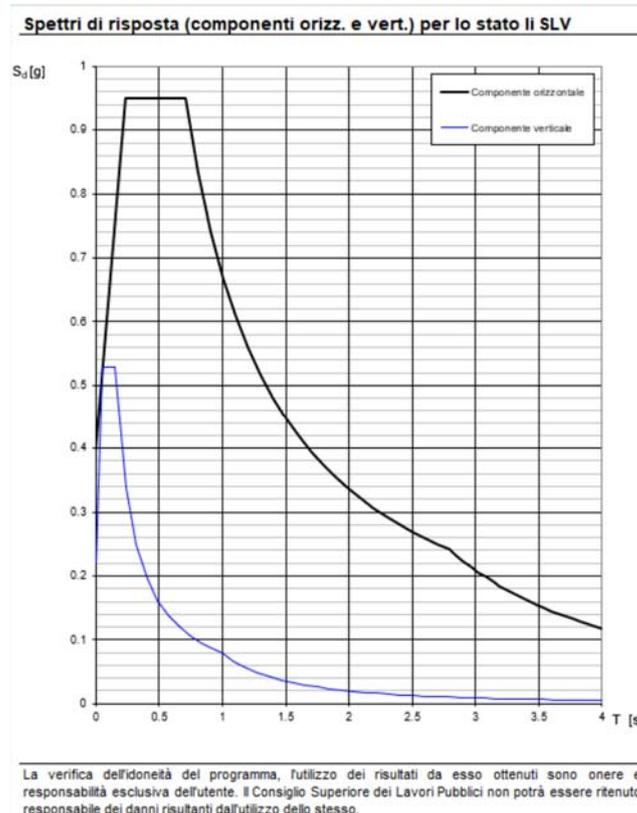
### Fattore di struttura

Con riferimento al §7.2.2 delle NTC 18, 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 (si veda § 7.2.5) attribuendo loro comportamento strutturale non dissipativo, indipendentemente dal comportamento attribuito alla struttura su di essi gravante.*

### 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.

Modo n°	Periodo Sec	UX	UY	$\Sigma UX$	$\Sigma UY$
-	-	-	-	-	-
18 m					
1	0.71	0.54734	0	0.54734	0
2	0.71	0	0.54775	0.54734	0.54775
3	0.17	0.17498	0	0.72232	0.54775
4	0.17	0	0.17519	0.72232	0.72294
24 m					
1	0.97	0.52623	0	0.52623	0
2	0.97	0	0.5264	0.52623	0.5264
3	0.23	0.18592	0	0.71214	0.5264
4	0.23	0	0.18633	0.71214	0.71273
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

## 8 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico prese in considerazione nelle verifiche sono state definite in base a quanto prescritto dalle NTC-2018 al par.2.5.3:

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

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

- Combinazione caratteristica rara, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche delle tensioni d'esercizio:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} \dots$$

- Combinazione caratteristica frequente, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili, da utilizzarsi nelle verifiche a fessurazione:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} \dots$$

- Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} \dots$$

- Combinazione sismica:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} \dots$$

Le azioni sismiche  $E_x$  ed  $E_y$  vengono combinate, con permutazione dei coefficienti moltiplicativi, in tal modo:

$$E = \pm 1.00 \cdot E_x \pm 0.3 \cdot E_y$$

## 8.1 APPROCCIO AGLI STATI LIMITE

Nelle verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) è stato adottato l'Approccio1; in particolare con detto approccio si impiegano due combinazioni dei gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1/A2), per la resistenza dei materiali (M1/M2) e, per la resistenza globale del sistema (R1/R2).

Di seguito si riportano i coefficienti parziali da adottare, secondo le NTC 18

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

		Coeff. Parziale $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tang. angolo resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_\psi$	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

Verifica	(R3)
Capacità portante	2,30
Scorrimento	1,10

Per le verifiche al ribaltamento, non contemplando il DM2018 tale tipologia di verifica per le fondazioni superficiali, esse vengono condotte considerando la combinazione dei carichi (EQU), in analogia alle opere di sostegno, assumendo come coefficiente moltiplicativo dei materiali (M1/M2) quelli di cui alla Tab. 6.2.II precedentemente esposta, mentre per le resistenze sono stati utilizzati i coefficienti (R1/R2), in analogia alle opere di sostegno (moto di un corpo rigido).

Considerato che le NTC 18 non indicano il coefficiente  $g_R$  da utilizzare per fondazioni superficiali nella verifica al ribaltamento, si assume il coefficiente parziale specificato dalla normativa per le opere di sostegno:

Verifica	(R3)
Ribaltamento	1,15

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

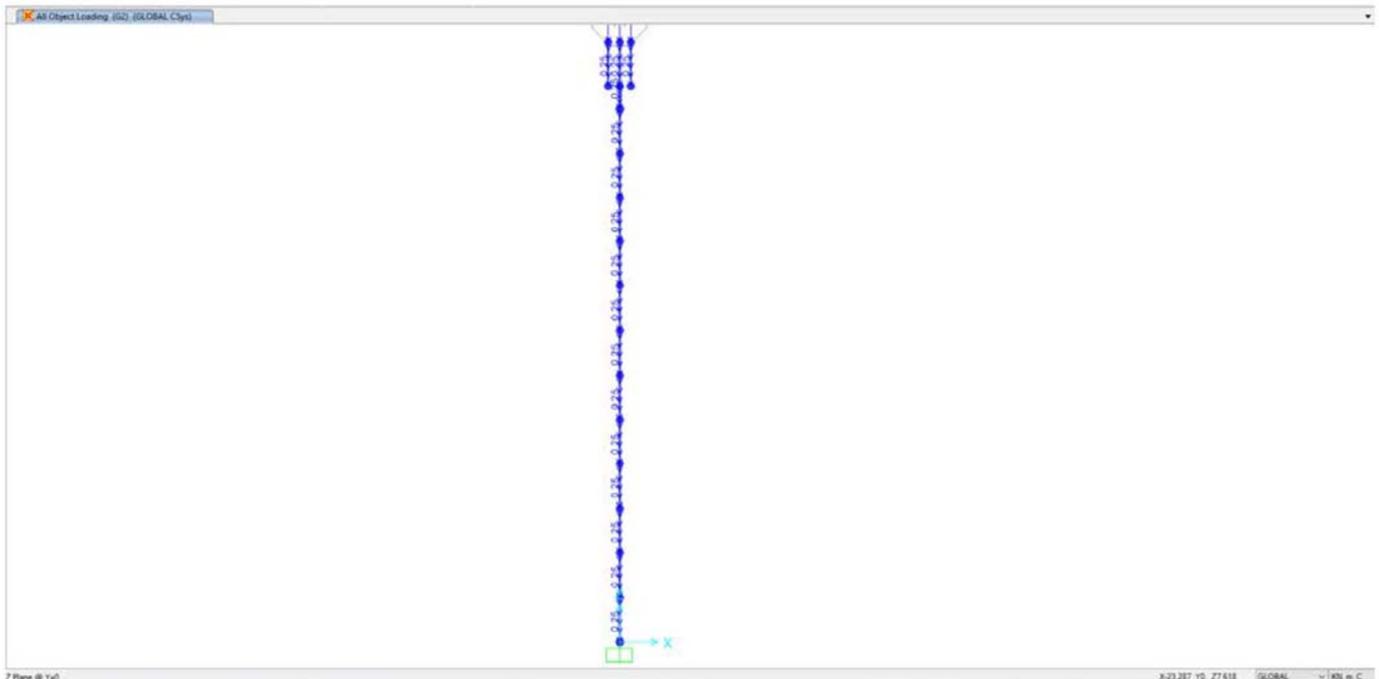
combinazione	G1	G2	Q1_neve	Q2_vento x	Q3_vento y
EQ1	1	1,5	0	0	0
EQ2	1	1,5	1,5	1.5*0.6=0.90	0
EQ3	1	1,5	1,5	0	1.5*0.6=0.90
EQ4	1	1,5	1.5*0.5=0,75	1,5	0
EQ5	1	1,5	1.5*0.5=0,75	0	1,5
EQ6	1	1,5	0	1.5*0.6=0.90	1.5*0.6=0.90

## 9 REAZIONI ALLA BASE

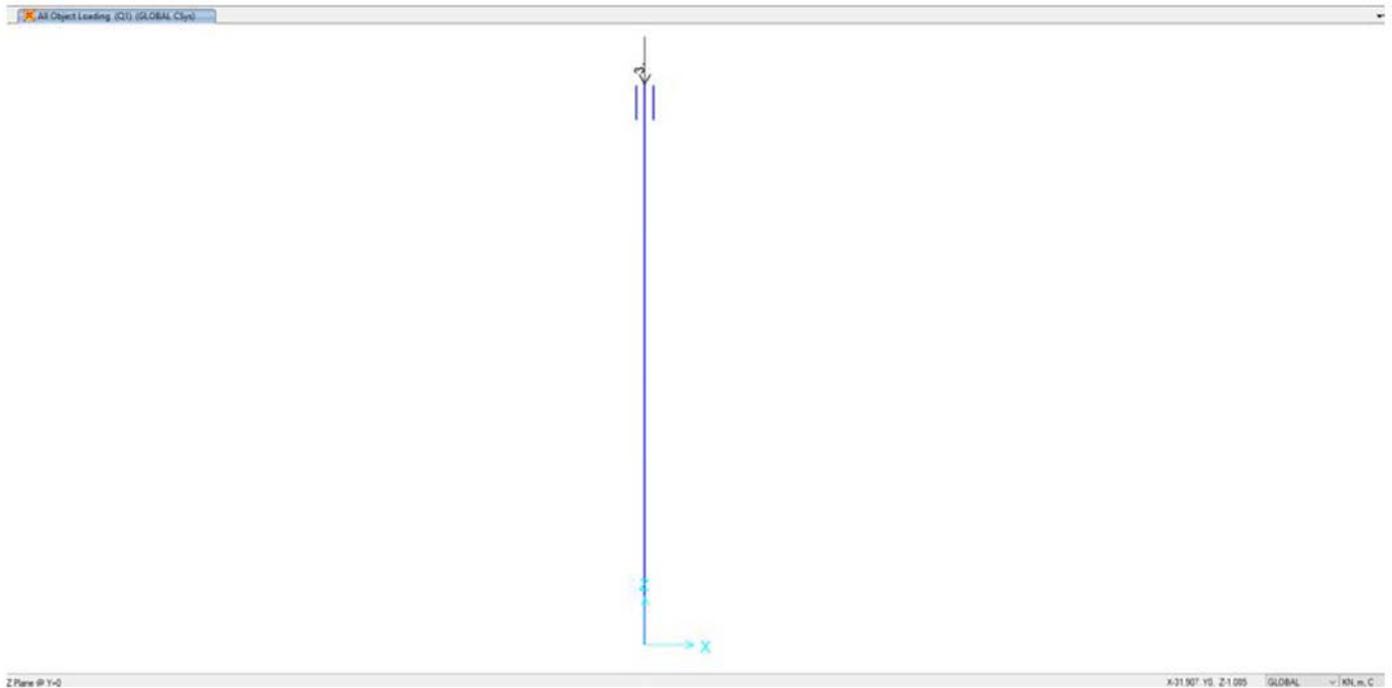
Considerando lo schema di calcolo di mensola incastrata alla base caricata con le azioni descritte ai paragrafi precedenti, le azioni sulla quota di imposta della fondazione sono state desunte attraverso un foglio di calcolo realizzato ad hoc per la struttura in esame che combina le forze agenti trasmesse dalla parte in elevazione (torre) con quelle indotte dall'opera fondazionale (peso proprio). Nei seguenti paragrafi si riporta il dimensionamento della tipologie di torre di altezza  $H = 18$  m con fondazione superficiale. Le sollecitazioni agenti sono le seguenti:

- 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;
- Le azioni sollecitanti di progetto al piano di imposta della fondazione per le diverse combinazioni dei carichi.

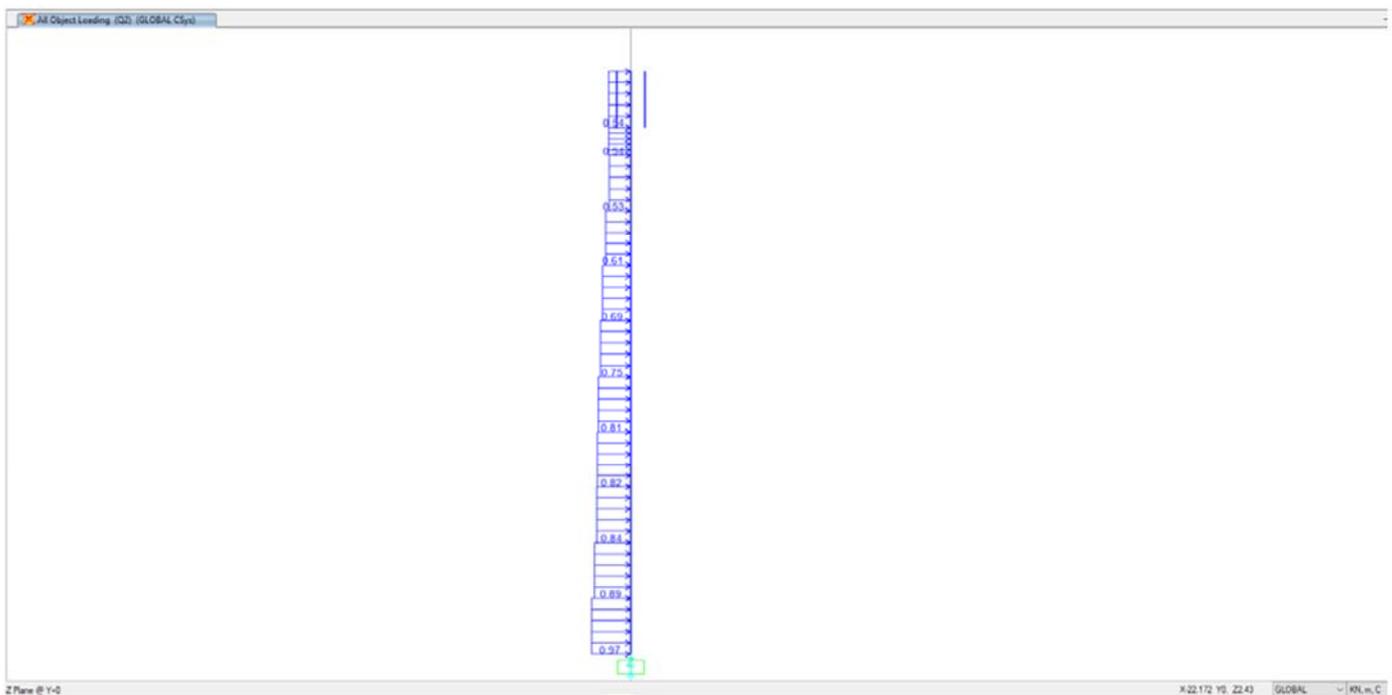
Forze imposte sul modello strutturale per schematizzare il peso proprio non strutturale  $G_2$ .



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



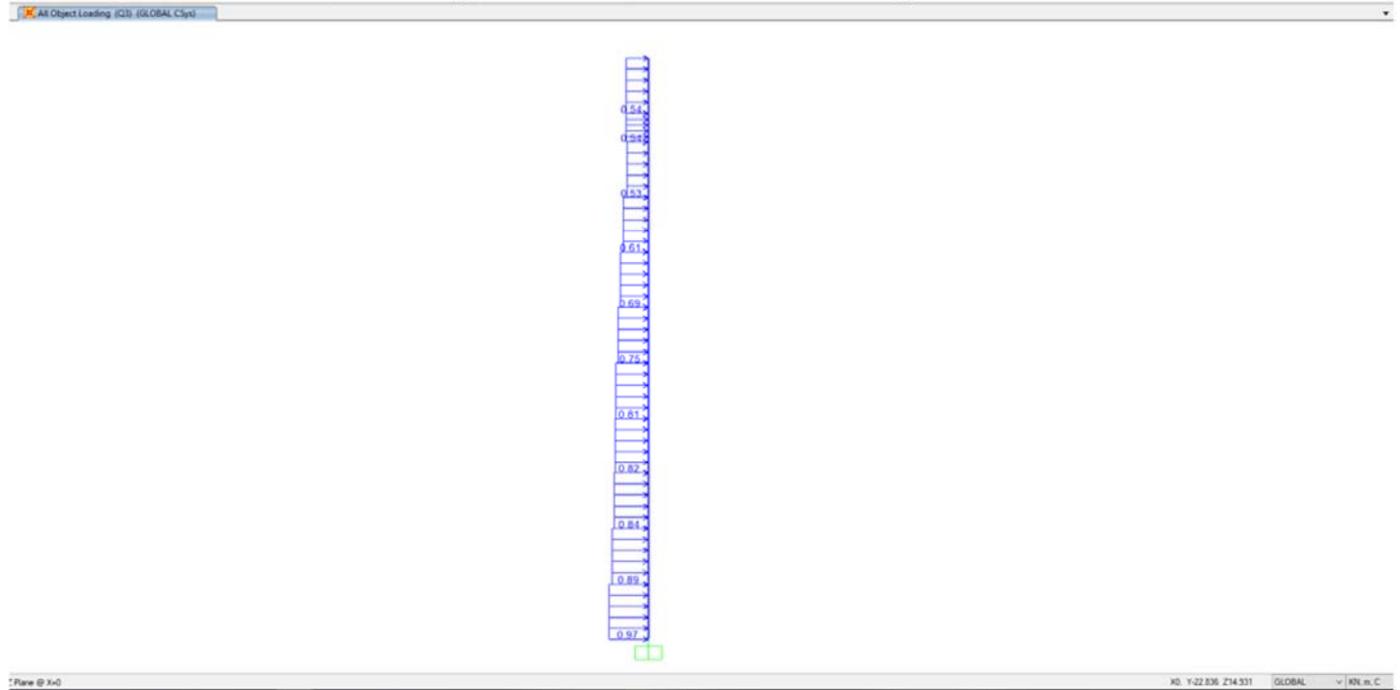
Forze imposte sul modello strutturale per schematizzare il vento (direzione x)  $Q_2$



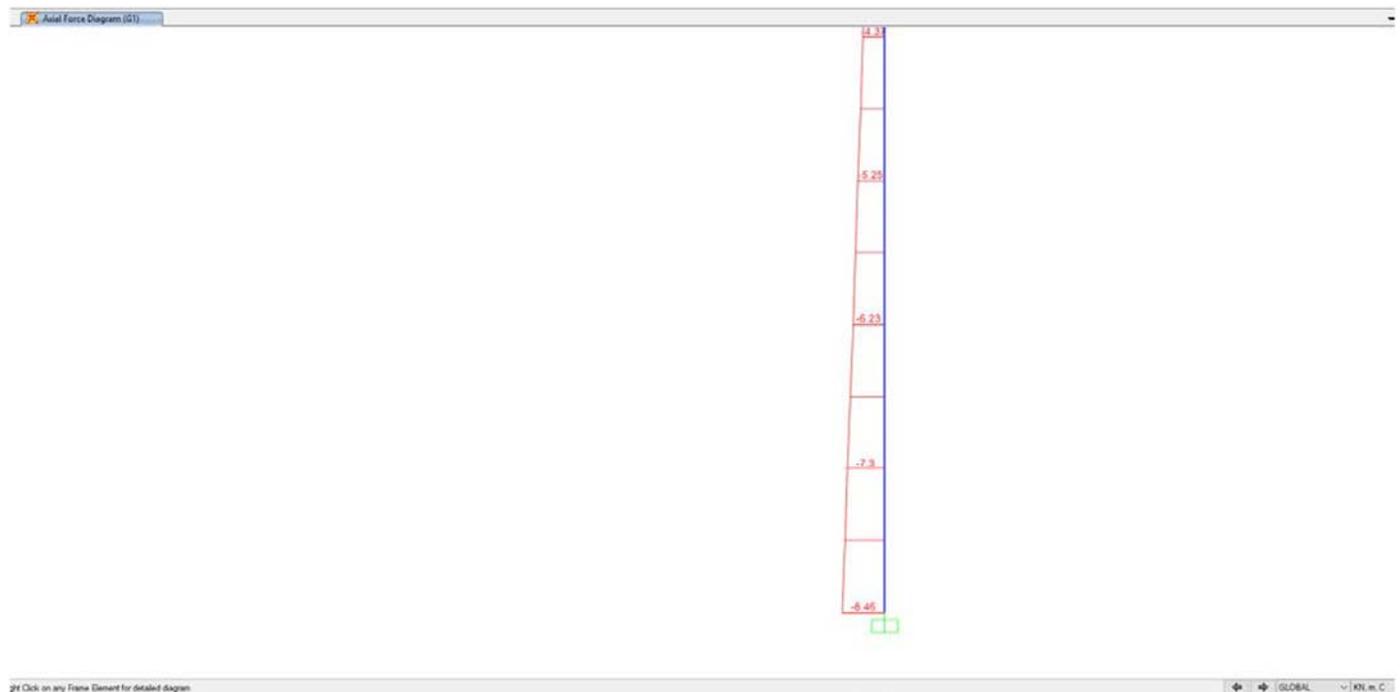
SHELTER  
Relazione di calcolo basamento palo antenna GSMR

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	10	D 78	CL OC0000 001	A	26 di 49

Forze imposte sul modello strutturale per schematizzare il vento (direzione y) - Q<sub>3</sub>



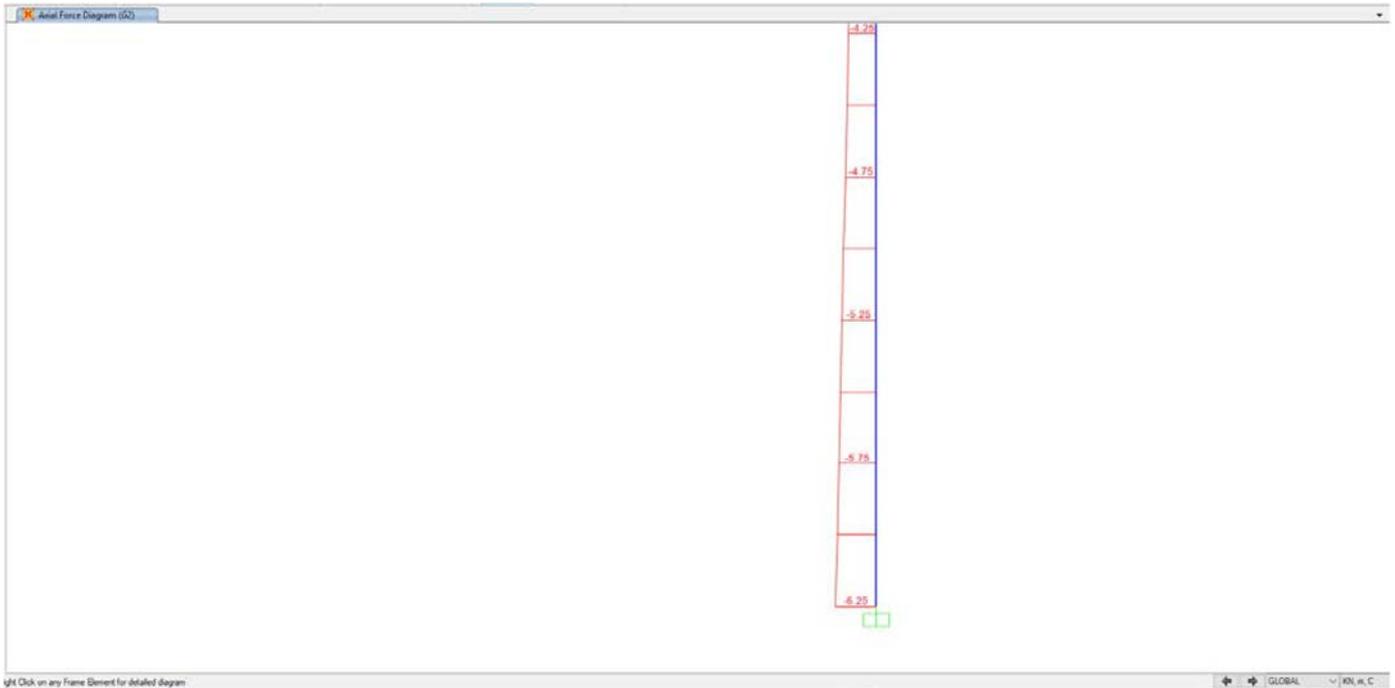
Caso di carico: peso proprio strutturale G<sub>1</sub> - Azione assiale (direzione z)



SHELTER  
Relazione di calcolo basamento palo antenna GSMR

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	10	D 78	CL OC0000 001	A	27 di 49

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



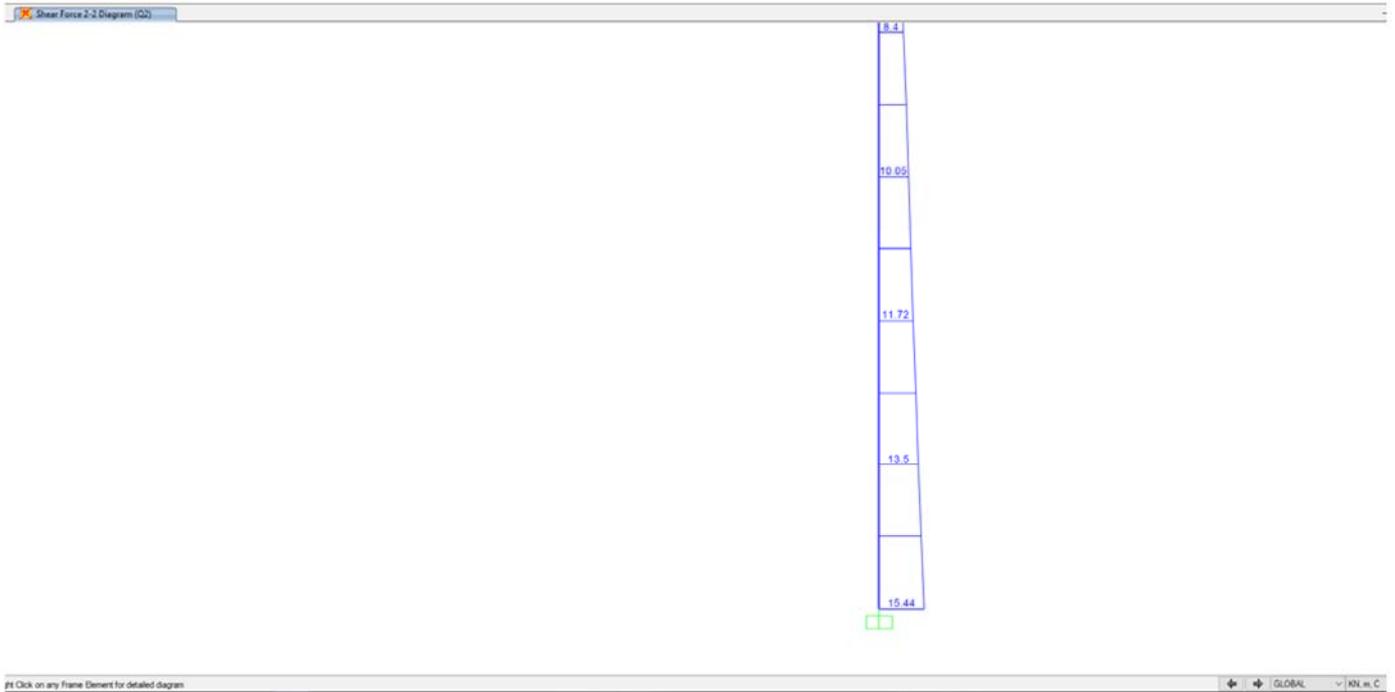
Caso di carico: carico accidentale da neve  $Q_1$  - Azione assiale (direzione z)



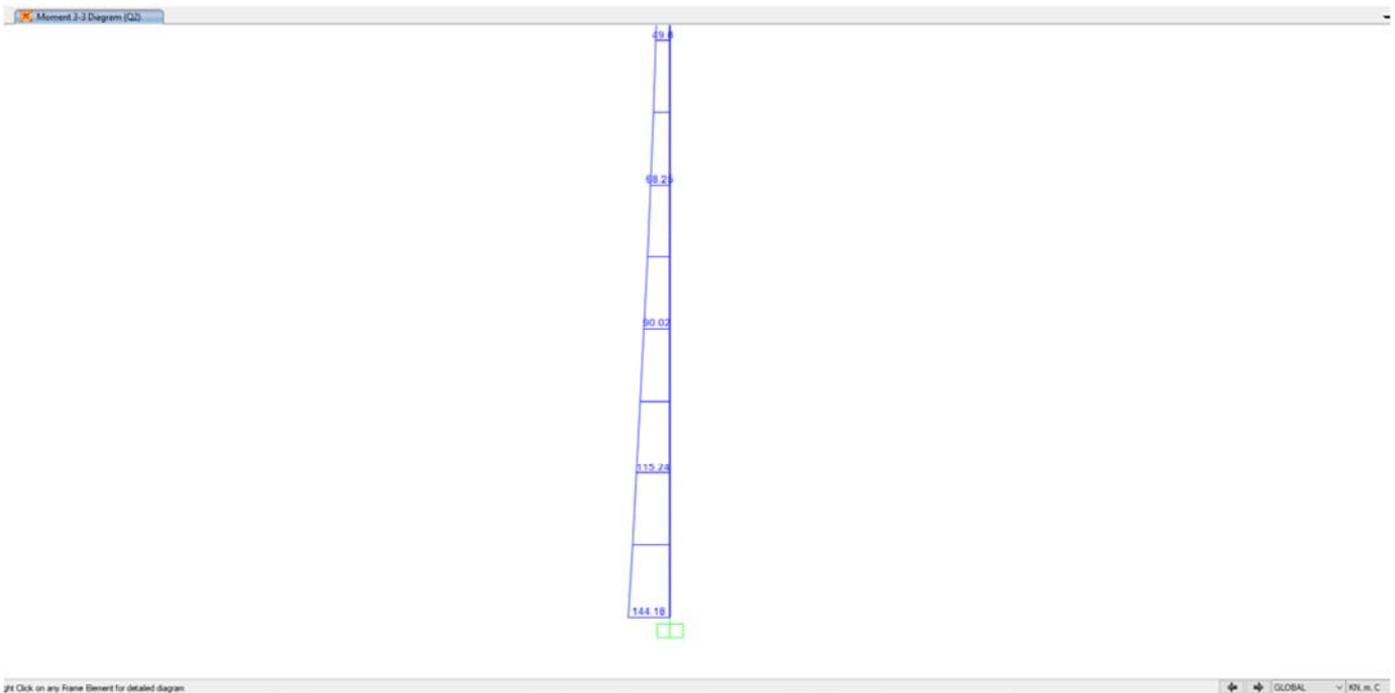
SHELTER  
Relazione di calcolo basamento palo antenna GSMR

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	10	D 78	CL OC0000 001	A	28 di 49

Caso di carico: carico accidentale vento (direzione x) alle mensole  $Q_2$  – Taglio nella direzione x  $V_{Sd\ x}$



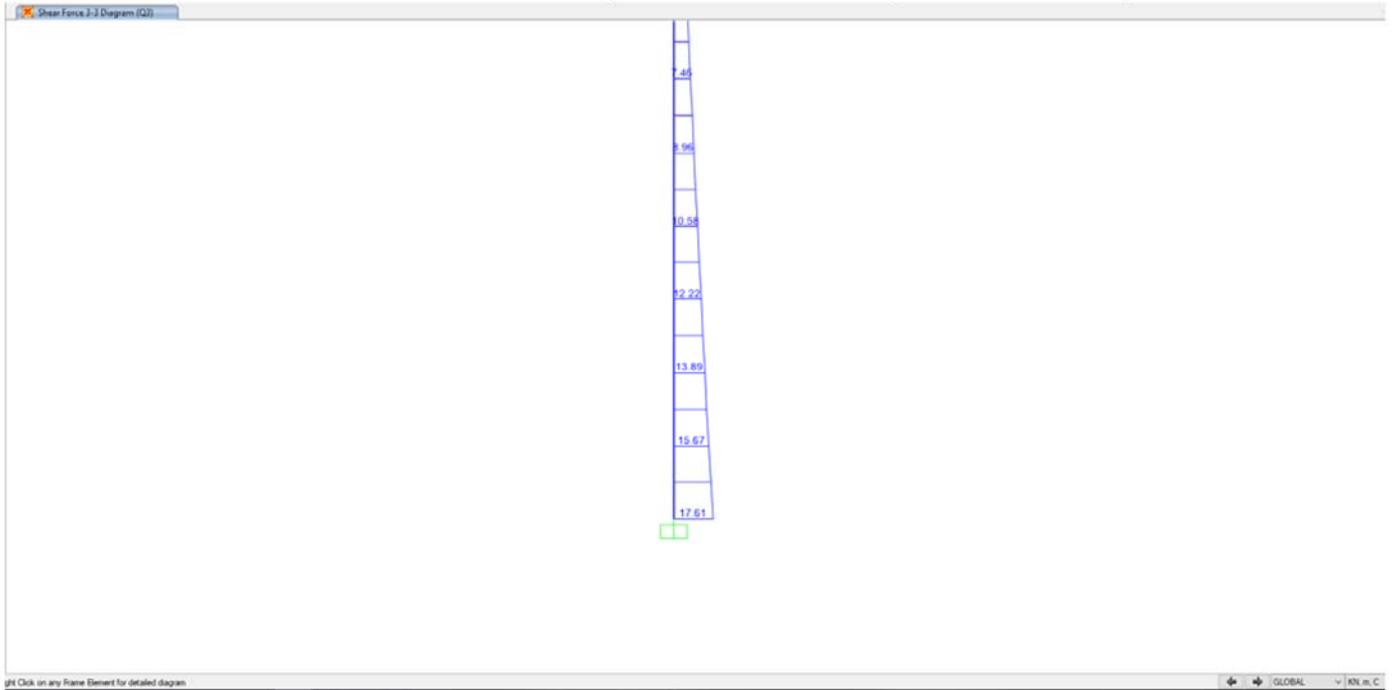
Caso di carico: Carico accidentale vento (direzione x) alle mensole  $Q_2$  – Momento flettente attorno ad asse y  $M_{Sd\ y}$



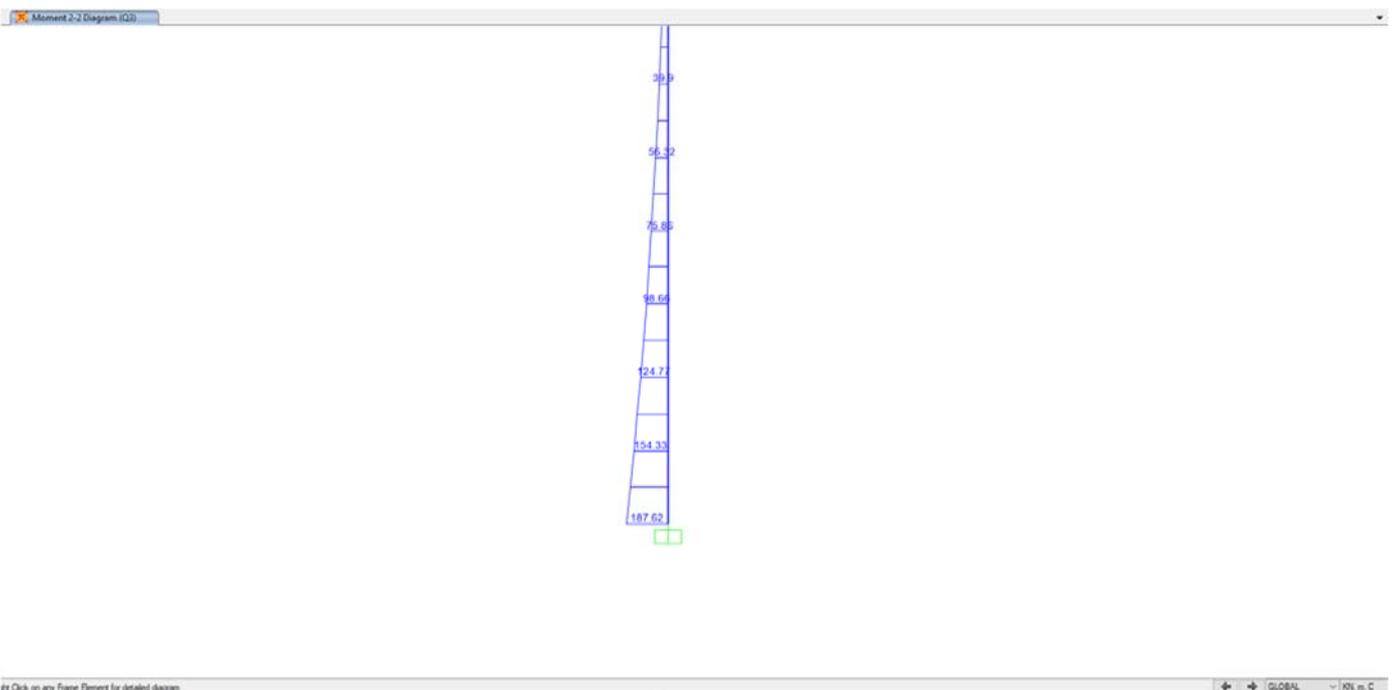
SHELTER  
Relazione di calcolo basamento palo antenna GSMR

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	10	D 78	CL OC0000 001	A	29 di 49

Caso di carico: Carico accidentale vento (direzione y) alle mensole Q<sub>3</sub> – Taglio nella direzione y V<sub>sd y</sub>



Caso di carico: Carico accidentale vento (direzione y) alle mensole Q<sub>3</sub> – Momento flettente attorno ad asse x M<sub>sd x</sub>



In definitiva si ottengono i seguenti risultati.

Azioni sul piano superiore della fondazione (notazione adottata: vedi paragrafo §6):

COMBINAZIONI SLU - A1	$R_A^{ext}$	$L_A^{ext}$	$H_A^{ext}$	$M_{Ay}^{ext}$	$M_{Ax}^{ext}$
	kN	kN	kN	kNm	kNm
A1-SLU1	20	0	0	0	0
A1-SLU2	25	14	0	0	130
A1-SLU3	25	0	16	169	0
A1-SLU4	23	23	0	0	216
A1-SLU5	23	0	26	281	0
A1-SLU6	20	14	16	169	130

COMBINAZIONI SLV	$R_A^{ext}$	$L_A^{ext}$	$H_A^{ext}$	$M_{Ay}^{ext}$	$M_{Ax}^{ext}$
	kN	kN	kN	kNm	kNm
SLV	15	8	8	121	121

COMBINAZIONI SLU - A2	$R_A^{ext}$	$L_A^{ext}$	$H_A^{ext}$	$M_{Ay}^{ext}$	$M_{Ax}^{ext}$
	kN	kN	kN	kNm	kNm
A2-SLU1	17	0	0	0	0
A2-SLU2	20	12	0	0	112
A2-SLU3	20	0	14	146	0
A2-SLU4	19	20	0	0	187
A2-SLU5	19	0	23	244	0
A2-SLU6	17	12	14	146	112

COMBINAZIONI EQU	$R_A^{ext}$	$L_A^{ext}$	$H_A^{ext}$	$M_{Ay}^{ext}$	$M_{Ax}^{ext}$
	kN	kN	kN	kNm	kNm
EQU1	18	0	0	0	0
EQU2	22	14	0	0	130
EQU3	22	0	16	169	0
EQU4	20	23	0	0	216
EQU5	20	0	26	281	0
EQU6	18	14	16	169	130

Azioni sul piano inferiore della fondazione in piano e trincea (dimensioni 2x3x3m) calcolate nel modo seguente:  
Combinazione A1:  $R_A^{int} = \gamma_c * L * B * H * \rho_c + R_A^{ext} = 1.3 * 3 * 3 * 2 * 25 + R_A^{ext}$

$$L_A^{int} = L_A^{ext}$$

$$H_A^{int} = H_A^{ext}$$

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

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

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	605	0	0	0	0
A1-SLU2	610	14	0	0	158
A1-SLU3	610	0	16	201	0
A1-SLU4	608	23	0	0	263
A1-SLU5	608	0	26	334	0
A1-SLU6	605	14	16	201	158

Combinazione SLV,A2,EQU:  $R_A^{int} = \gamma_c * L * B * H * \rho_c + R_A^{ext} = 1.3 * 3 * 3 * 2 * 25 + R_A^{ext}$

$$L_A^{int} = L_A^{ext}$$

$$H_A^{int} = H_A^{ext}$$

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

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

COMBINAZIONI SLV	$R_A^{int}$	$L_A^{int}$	$H_A^{int}$	$M_{Ay}^{int}$	$M_{Ax}^{int}$
	kN	kN	kN	kNm	kNm
SLV	465	8	8	136	136

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	467	0	0	0	0
A2 - SLU2	470	12	0	0	137
A2 - SLU3	470	0	14	174	0
A2 - SLU4	469	20	0	0	228
A2 - SLU5	469	0	23	290	0
A2 - SLU6	467	12	14	174	137

COMBINAZIONI EQU	$R_A^{int}$	$L_A^{int}$	$H_A^{int}$	$M_{Ay}^{int}$	$M_{Ax}^{int}$
	kN	kN	kN	kNm	kNm
EQU1	468	0	0	0	0
EQU2	472	14	0	0	158
EQU3	472	0	16	201	0
EQU4	470	23	0	0	263
EQU5	470	0	26	334	0
EQU6	468	14	16	201	158

## 10 VERIFICHE FONDAZIONE

### 10.1 VERIFICA A RIBALTAMENTO

Al fine di tenere in debito conto della resistenza passiva del terreno di fondazione, è stato ipotizzata la formazione di un meccanismo di rottura dell'insieme blocco – terreno, che fa insorgere una spinta attiva aggiuntiva e ribaltante di entità:

$$S_{ax} = K_a * \gamma * (H_{POSA}^2 / 2 * L_y)$$

$$S_{ay} = K_a * \gamma * (H_{POSA}^2 / 2 * L_x)$$

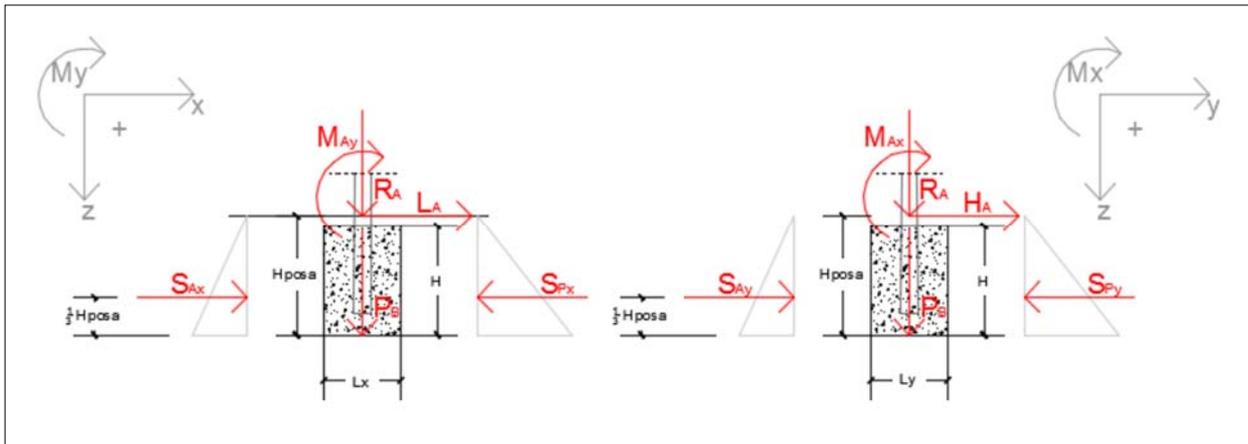
$$M_{RIB} = S_{ax} * H_{POSA} / 3$$

$$S_{Px} = S_{Py} = 0$$

$$R_a = \gamma_G * L * B * H * \rho_c$$

$$M_{STAB} = R_a * L / 3$$

$m_{i,RIB}$  – coefficiente di sicurezza



Verifica al ribaltamento per la fondazione in piano e trincea (3x3x2):

	$M_{Ay}^{Int}$	$S_{ax} = K_a * \gamma * (H_{POSA}^2 / 2 * L_y)$	$M_{RIB} = S_{ax} * H_{POSA} / 3$	Ra peso blocco	$M_{STAB} = R_a * L / 3$	$m_{x,RIB} = M_{STAB} / (M_{Ay}^{Int} + M_{RIB})$
	kN.m	kN	kN.m	kN	kN.m	-
EQU1	0	28	14	450	675	47
EQU2	0	28	14	450	675	47
EQU3	201	28	14	450	675	3
EQU4	0	28	14	450	675	47
<b>EQU5</b>	<b>334</b>	<b>28</b>	<b>14</b>	<b>450</b>	<b>675</b>	<b>1.94</b>
EQU6	201	28	14	450	675	3.1
SLV	136	28	14	450	675	4

>1.15

Le celle evidenziate rappresentano i coefficienti di sicurezza minimi, comunque maggiori rispetto ai limiti imposti dalla normativa.

## 10.2 VERIFICA A SCORRIMENTO

Sulla base dello stesso principio espresso in precedenza, ovvero quello di aver ipotizzato un probabile meccanismo di rottura dell'insieme blocco – terreno, le spinte attive che insorgeranno, risultano:

$$S_{ax} = K_a * \gamma * (H_{POSA2} * (L_x/2))$$

$$S_{ay} = K_a * \gamma * (H_{POSA2} * (L_y/2))$$

In tal caso però non verrà tenuto in conto l'eventuale spinta passiva, ma si prenderà in considerazione il contributo coefficiente favorevole della spinta attiva ortogonale rispetto all'asse di scorrimento del blocco, di conseguenza le equazioni utilizzate risulteranno:

$$F_{SCORR X} = L_{AInt} + S_{ax}$$

$$F_{ATTR X} = F'_z * \text{tg}(\delta)$$

$$F_{SCORR Y} = H_{AInt} + S_{ay}$$

$$F_{ATTR Y} = F'_z * \text{tg}(\delta)$$

$$F'_z = \gamma_G * L * B * H * \rho_c$$

$m_{SCORR,i}$  – coefficiente di sicurezza

Con  $\delta = 2/3 * \varphi$  angolo di attrito al contatto blocco terreno.

Di seguito si riportano le verifiche allo scorrimento del blocco di fondazione nelle due direzioni considerate.

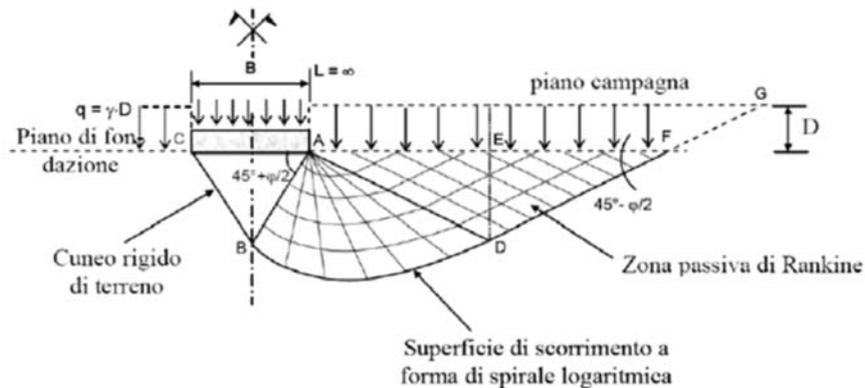
Verifica al scorrimento per la fondazione in piano e trincea (3x3x2.0):

	$L_{AInt}$	$H_{AInt}$	$S_{ax}=S_{ay}$ $S_{ax} = K_a * \gamma * (H_{POSA2}^2 * (L_x/2))$ $S_{ay} = K_a * \gamma * (H_{POSA2}^2 * (L_y/2))$	$F_{SCORR,x} = L_{AInt} + S_{ax}$	$F_{SCORR,y} = H_{AInt} + S_{ay}$	$R_A$ peso blocco	$F'_{ATTR,x} = F'_{ATTR,y} = R_A * \text{tg}(\delta)$	$m_{SCORR,x} = F'_{ATTR,x} / F_{SCORR,x}$	$m_{SCORR,y} = F'_{ATTR,y} / F_{SCORR,y}$
	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	-	-
A1-SLU1	0	0	28	28	28	450	129	4.53	4.53
A1-SLU2	14	0	28	42	28	450	129	3.04	4.53
A1-SLU3	0	16	28	28	44	450	129	4.53	2.91
A1-SLU4	23	0	28	52	28	450	129	2.50	4.53
A1-SLU5	0	26	28	28	55	450	129	4.53	2.35
A1-SLU6	14	16	28	42	44	450	129	3.04	2.91
SLV	8	8	28	36	36	450	129	3.58	3.58
A2-SLU1	0	0	28	28	28	450	129	4.53	4.53
A2-SLU2	54	0	28	83	28	450	129	1.56	4.53
A2-SLU3	0	57	28	28	86	450	129	4.53	1.50
A2-SLU4	38	40	28	66	69	450	129	1.94	1.88
A2-SLU5	32	0	28	61	28	450	129	2.12	4.53
A2-SLU6	0	34	28	28	63	450	129	4.53	2.05

Le celle evidenziate rappresentano i coefficienti di sicurezza minimi, comunque maggiori rispetto ai limiti imposti dalla normativa.

### 10.3 VERIFICA A CARICO LIMITE

Per il calcolo del carico limite di una fondazione diretta (figura sottostante), l'espressione più generale è quella proposta da Brinch-Hansen (1970), la quale consente un'estensione della soluzione proposta da Terzaghi (1943), ottenuta con la sovrapposizione di soluzioni relativi a casi particolari.



Per quanto riguarda il calcolo in tensioni efficaci, la formula trinomia del carico limite, con l'aggiunta dei coefficienti correttivi che riporta la trattazione teorica iniziale alle applicazioni pratiche assume la seguente espressione:

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

dove:

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \phi} \cdot \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \phi$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \phi$$

$s_c, s_q, s_\gamma$ : fattori di forma della fondazione;

*Fattori di forma (Vesic, 1975)*

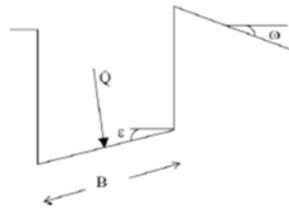
Forma della fondazione	$s_c$	$s_q$	$s_\gamma$
Rettangolare	$1 + \frac{B'}{L'} \cdot \frac{N_q}{N_c}$	$1 + \frac{B'}{L'} \cdot \tan \phi$	$1 - 0,4 \cdot \frac{B'}{L'}$
Circolare o quadrata	$1 + \frac{N_q}{N_c}$	$1 + \tan \phi$	0,6

$i_c, i_q, i_g$ : fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico;

*Fattori di inclinazione del carico (Vesic, 1975)*

Terreno	$i_c$	$i_q$	$i_g$
$\phi = 0$ argilla satura in condizioni non drenate	$1 - \frac{m \cdot H}{B \cdot L \cdot c_u \cdot N_c}$	1	1
$c > 0, \phi > 0$ argilla in condi- zioni drenate	$i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \phi}$	$\left[ 1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c' \cdot \cot g \phi'} \right]^{m+1}$	$\left[ 1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c' \cdot \cot g \phi'} \right]^{m+1}$
$c = 0$ sabbia	-	$\left( 1 - \frac{H}{V} \right)^m$	$\left( 1 - \frac{H}{V} \right)^{m+1}$
$m = m_L \cdot \cos^2 \vartheta$ $+ m_B \cdot \sin^2 \vartheta$	$m_B = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}}$	$m_L = \frac{2 + \frac{L}{B}}{1 + \frac{L}{B}}$	$\vartheta$ è l'angolo fra la direzione del carico proiettata sul piano di fondazione e la direzione di L

$b_c, b_q, b_g$ : fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base di fondazione;



*Fattori di inclinazione del piano di posa ( $\varepsilon < \pi/4$ ) (Hansen, 1970)*

$b_c$	$b_q$	$b_g$
$b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \cdot \tan \phi}$	$(1 - \varepsilon \cdot \tan \phi)^2$	$(1 - \varepsilon \cdot \tan \phi)^2$

$d_c, d_q, d_g$ : fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa;

$$d_q = 1 + 2 \cdot \frac{D}{B} \cdot \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2 \quad (D \leq B)$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \text{tg}^{-1} \left( \frac{D}{B} \right) \cdot \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2 \quad (D > B)$$

$$d_y = 1 \quad d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \text{tg} \phi}$$

$g_c, g_q, g_r$ : coefficienti correttivi dell'inclinazione della superficie del terreno ( $\omega < \pi/4$ ;  $\omega < \phi$ ), unitari nei casi in esame (superficie del terreno piana)

$g_c$	$g_q$	$g_r$
$g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \cdot \tan \phi}$	$(1 - \tan \omega)^2 \cdot \cos \omega$	$\frac{g_q}{\cos \omega}$

Nella valutazione del carico limite si dovrà sempre far riferimento all'area effettiva equivalente, introducendo nel calcolo le eccentricità lungo B e lungo L, dovute all'applicazione dei momenti flettenti ML e MB, e , quindi vanno utilizzati nelle formulazioni i valori:  $L_{y,eq} = B - 2 eB$  e  $L_{x,eq} = L - 2 eL$ , con  $e = M_i / N_i$  [7].

Vengono analizzate le diverse situazioni con inclinazione del vento variabile. I valori delle azioni permanenti e temporanee variabili sono già comprensivi dei coefficienti di combinazione.

$m_{CL}$ : coefficiente di sicurezza

$$m_{CL} = \frac{q_{lim} * L_{x,eq} * L_{y,eq}}{R_A^{int}}$$

Di seguito si riportano, dapprima i coefficienti correttivi e successivamente le verifiche a carico limite del blocco di fondazione in piano e trincea (3.0x3.0x2.00)

	[2]			[3]			[7]		[4]			[6]		
	$N_q$	$N_c$	$N_g$	$z_q$	$z_c$	$z_g$	$L_{x,eq}$	$L_{y,eq}$	$\xi_q$	$\xi_c$	$\xi_g$	$d_q$	$d_c$	$d_g$
	FATTORI CAPACITA'			COEFF.FORMA			Dimensioni equivalenti [m]		COEFF. INCLINAZIONE			COEFF. PROFONDITA'		
A1-SLU1	6.15	14.47	5.1	1.2	1.24	0.78	3.00	3.00	1.0	1.0	1.0	1.31	1.36	1
A1-SLU2	6.15	14.47	5.1	1.2	1.24	0.78	2.48	3.00	1.0	1.0	0.9	1.38	1.44	1
A1-SLU3	6.15	14.47	5.1	1.2	1.24	0.78	3.00	2.34	1.0	0.9	0.9	1.40	1.46	1
A1-SLU4	6.15	14.47	5.1	1.2	1.24	0.78	2.14	3.00	0.9	0.9	0.9	1.44	1.51	1
A1-SLU5	6.15	14.47	5.1	1.2	1.24	0.78	3.00	1.90	0.9	0.9	0.9	1.50	1.57	1
A1-SLU6	6.15	14.47	5.1	1.2	1.24	0.78	2.48	2.34	0.9	0.9	0.9	1.33	1.38	1
A2 - SLU1	6.15	14.47	5.1	1.18	1.21	0.8	3.00	3.00	1.0	1.0	1.0	1.31	1.36	1
A2 - SLU2	6.15	14.47	5.1	1.18	1.21	0.8	2.42	3.00	1.0	1.0	0.9	1.39	1.45	1
A2 - SLU3	6.15	14.47	5.1	1.18	1.21	0.8	3.00	2.26	0.9	0.9	0.9	1.42	1.48	1
A2 - SLU4	6.15	14.47	5.1	1.18	1.21	0.8	2.03	3.00	0.9	0.9	0.9	1.46	1.54	1
A2 - SLU5	6.15	14.47	5.1	1.18	1.21	0.8	3.00	1.76	0.9	0.9	0.8	1.53	1.62	1
A2 - SLU6	6.15	14.47	5.1	1.18	1.21	0.8	2.41	2.25	0.9	0.9	0.9	1.34	1.39	1
SLV	6.15	14.47	5.1	1.18	1.21	0.8	2.41	2.41	1.0	1.0	0.9	1.31	1.36	1

						[7]		[1]	[8]
	$M_{Ax}^{Int}$	$M_{Ay}^{Int}$	$R_A^{Int}$	$L_A^{Int}$	$H_A^{Int}$	$e_x = M_{Ax}^{Int} / R_A^{Int}$	$e_y = M_{Ay}^{Int} / R_A^{Int}$	Carico limite	m CL
	kN.m'	kN.m'	kN	kN	kN	cm	cm	kN/m2	-
A1-SLU1	0	0	605	0	0	0.00	0.00	410.19	6.10
A1-SLU2	158	0	610	14	0	0.26	0.00	408.03	4.98
A1-SLU3	0	201	610	0	16	0.00	0.33	406.39	4.68
A1-SLU4	263	0	608	23	0	0.43	0.00	410.53	4.33
A1-SLU5	0	334	608	0	26	0.00	0.55	403.90	3.79
A1-SLU6	158	201	605	14	16	0.26	0.33	387.98	3.71
A2 - SLU1	0	0	467	0	0	0.00	0.00	408.41	7.88
A2 - SLU2	137	0	470	12	0	0.29	0.00	406.14	6.27
A2 - SLU3	0	174	470	0	14	0.00	0.37	403.80	5.82
A2 - SLU4	228	0	469	20	0	0.49	0.00	409.89	5.32
A2 - SLU5	0	290	469	0	23	0.00	0.62	400.69	4.52

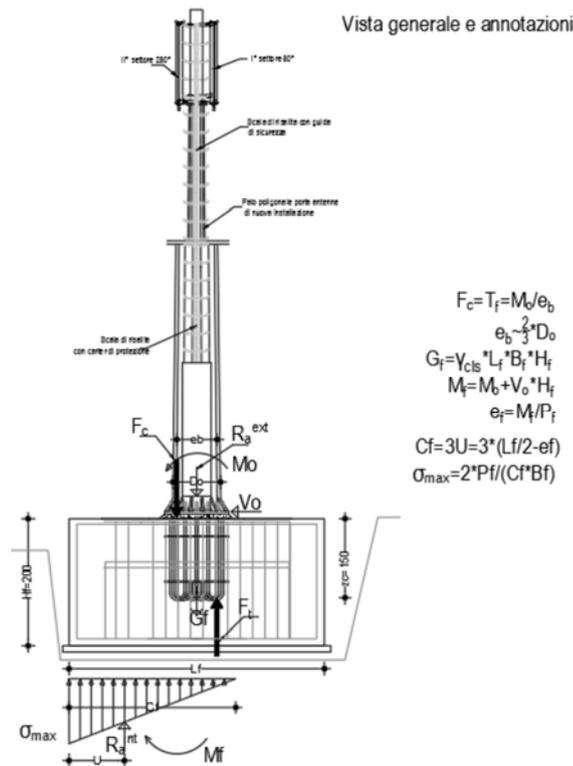
>2.3

Le celle evidenziate rappresentano i coefficienti di sicurezza minimi, comunque maggiori rispetto ai limiti imposti dalla normativa.

## 11 VERIFICHE STRUTTURALI PLINTO

La struttura in oggetto è rigida ( $L/2 < H$ ). Dunque il procedimento di calcolo delle armature è quello previsto per le mensole tozze. In questo caso si dimensiona l'armatura a "trazione" e la sezione di cls tale da ben sopportare le sollecitazioni a taglio.

Nella figura che segue si illustrano una rappresentazione schematica della torre, delle azioni sollecitanti di progetto (combinata) agenti sul basamento e alla quota di imposta della fondazione, e delle equazioni di equilibrio considerate nella verifica strutturale del plinto.



Si illustra nel seguito la notazione adottata nella figura:

- $B_f$  e  $L_f$  sono le dimensioni in pianta della fondazione fuori piano e nel piano di verifica;
- $H_f$  è lo spessore della fondazione;
- $D_0$  è il diametro esterno del fusto della torre;
- $\gamma_{cls}$  è il peso specifico del calcestruzzo;
- $R_{aext}$  è il peso proprio del palo GSM-R;

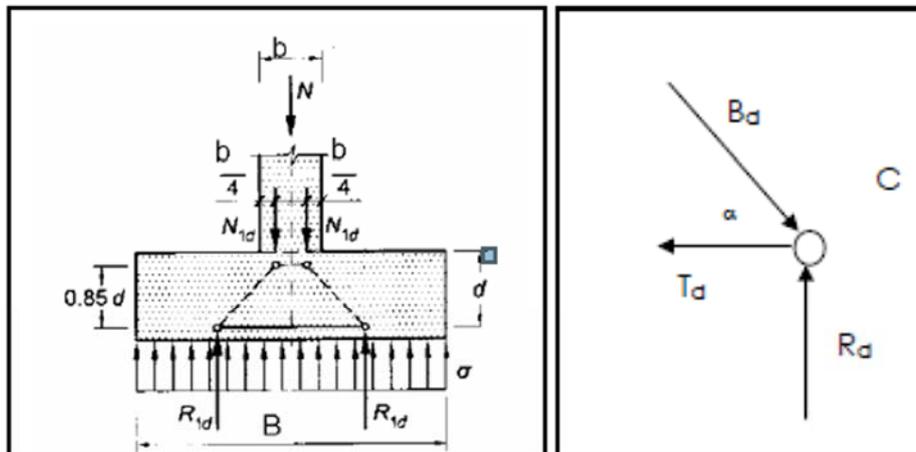
- $G_f$  è il peso della fondazione;
- $M_0$  e  $V_0$  sono rispettivamente il taglio e il momento flettente sollecitanti alla base del palo;
- $M_f$  momento flettente alla quota di imposta della fondazione (compreso momento di trasporto);
- $R_{a_{int}}$  è l'azione sollecitante verticale totale;
- $C_f=3U$  è la lunghezza di fondazione soggetta a compressione;
- $e_f$  è l'eccentricità dell'azione verticale totale  $R_{a_{int}}$ ;
- $s_{max}$  è la pressione massima nel terreno

Per la verifica del plinto di fondazione si è adottato un modello puntone tirante risolto con analisi isostatica per determinare le azioni di trazione trasmesse dalle armature.

I casi di carico analizzati sono:

- Carico centrato  $e=0$  ( $M=0$ );

il meccanismo resistente è costituito da bielle compresse di cls e tiranti orizzontali posti alla base del plinto:



$$T_d = R_d \cdot \tan^{-1} \alpha = \frac{N_d}{8} \cdot \frac{B-b}{0.85d}$$

Questo modello proposto in letteratura non è adottato per il dimensionamento delle armature delle fondazioni oggetto della presente relazione, in quanto le azioni sollecitanti verticali di progetto indotte dalla torre GSM-R dovute al peso proprio sono trascurabili se paragonate al peso proprio della fondazione.

- Carico eccentrico  $e \neq 0$  ( $M \neq 0$ );

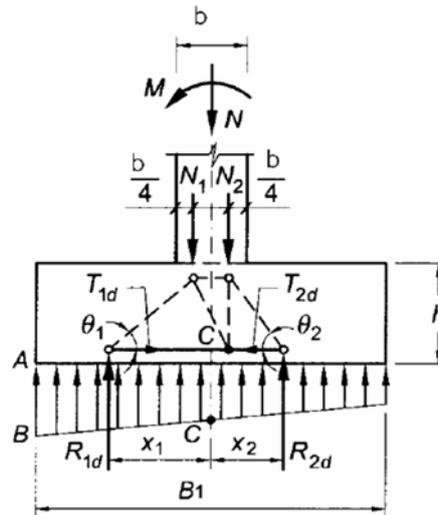
il carico trasmesso al terreno non è uniforme e quindi le risultanti  $R_d$  non sono centrate nelle semibasi.

Definito il valore della forza  $T_d$ , l'armatura necessaria è calcolata attraverso la formula:

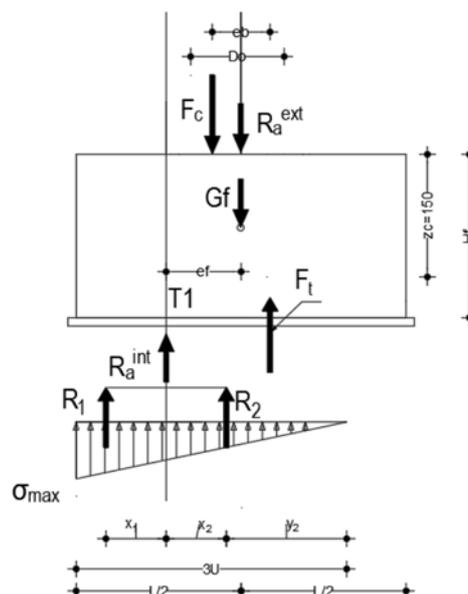
$$T_d = A_s \cdot f_{yd}$$

- Carico eccentrico  $e \neq 0$  ( $M \neq 0$ ) con  $e \geq b/6$ ;

Il modello strutturale di dimensionamento delle armature della fondazione è stato desunto dal seguente schema generale (riferimento: Ing. Guido Bellagamba Allegretti, Tipologie di Fondazioni, Quaderno 2):



che particolarizzato al problema strutturale oggetto di studio diviene:



dove si è adottata la notazione introdotta per la figura precedente e si sono utilizzati i seguenti ulteriori simboli:

-  $F_c = F_t = M_0 / e_b$ : forze di compressione e trazione alla base del palo associate a  $M_0$ ;

-  $R_{aint} = G_f + R_{aext}$ ;

-  $e_b$ : braccio della coppia interna;

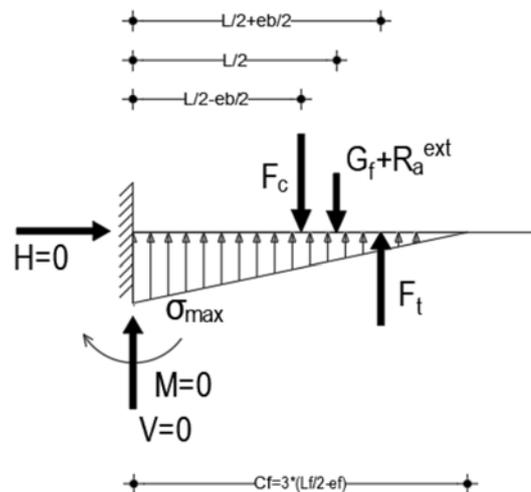
-  $e_r$ : eccentricità della risultante  $R_{aint}$  rispetto al baricentro della fondazione-

-  $x_1 = x_2 = (2/3 * C_f) / 3$

-  $y_2 = 2 * (2/3 * C_f) / 3 = 4 * (3 * U) / 9 = 4 * U / 3$

Ne segue che il meccanismo resistente è assimilabile a una mensola incastrata soggetta alle azioni sollecitanti di progetto (permanenti e variabili) e alla reazione del terreno. Lo schema strutturale è autoequilibrato. Ne segue che le reazioni vincolari in corrispondenza dell'estremità incastrata sono nulle.

Schema strutturale:



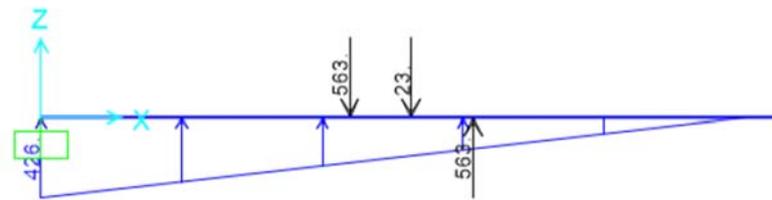
## 11.1 AZIONI SOLLECITANTI DI PROGETTO

combinazione A1-SLU5

$R_{a\text{int}}=G_f+R_a^{\text{ext}}$	$M_f^{\text{int}}$	$M^{\text{ext}}$	$F_c=F_t=M^{\text{ext}}/e_b$	$R_1=R_a^{\text{int}}/2$	$R_2=R_a^{\text{int}}/2$	$\sigma_{\text{max}}$
kN	kN m	kN m	kN	kN	kN	kN/m
608	334	281	563	304	304	426

$D_0$	$e_b=2*D_0/3$	$e_f=M/N$	$x_1=x_2=y_2/2$	$x_2=y_2/2$	$y_2=4*3*U/9$	$3*U=3*(L_f/2-e_f)$
m	m	m	m	m	m	m
0.75	0.50	0.55	0.63	0.63	1.27	2.85

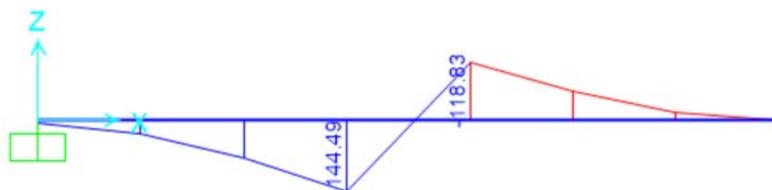
- Modello strutturale a mensola sviluppato con il software SAP2000 e azioni sollecitanti di progetto:



- Diagramma azione di taglio [kN]



- Diagramma momento flettente [kN.m]



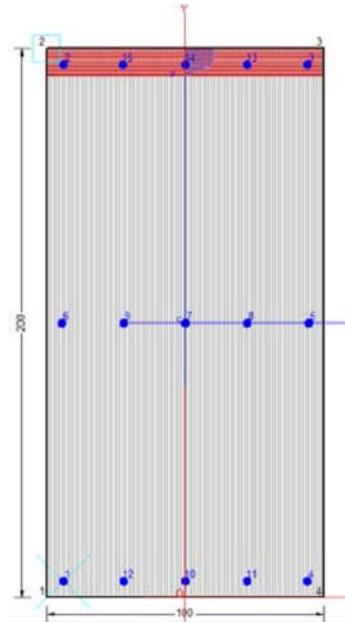
- Verifiche strutturali svolte con il software RC-SEC

Armatura minima prevista dalla normativa:  $A_{s, \text{min}} = 0.0015 \cdot b \cdot d = 0.0015 \cdot 100 \cdot 175 = 26.25 \text{ cm}^2/\text{m}_2$

Armatura predisposta  $\phi 28/20$  (superiore, inferiore e intermedia a metà spessore)

SHELTER  
Relazione di calcolo basamento palo antenna GSMR

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	10	D 78	CL OC0000 001	A	43 di 49



#### GENERAL DATA OF GENERIC RC CROSS-SECTION

Section description:	Beam
Section type:	EC2/EC8 Italian Annex
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 strenght $v_1 \cdot f_{cd}$ :	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

**SHELTER**  
Relazione di calcolo basamento palo antenna GSMR

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	10	D 78	CL OC0000 001	A	44 di 49

### 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

MX d	Design bending force [kNm] around X axis of reference system		
VY d	Design shear component [kN] parallel to Y reference axis		
Comb.N.	N d	Mx d	Vy d
1	0.00	145.00	650.00

### 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]

**SHELTER**

Relazione di calcolo basamento palo antenna GSMR

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	10	D 78	CL OC0000 001	A	45 di 49

Comb.N.	Check	N	Mx	N ult	Mx ult	S.F.	As Tension
1	OK	0.00	145.00	0.00	3420.16	23.587	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

**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

**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 = 3.5cm <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

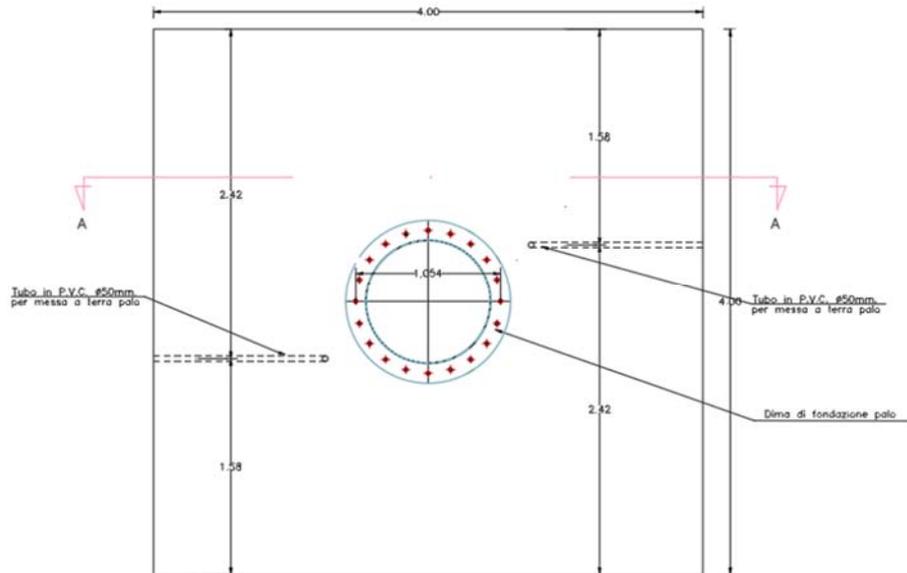
Check Result of check

Ved	Design Shear Vy [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*rw*bw. In wich rw 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	650.00	5561.22	2275.56	189.7 195.7	100.0	2.50	9.7	3.5	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 il D.M 2018 e l'EC3, considerando le sollecitazioni più gravose risultanti dall'analisi della struttura in elevazione.

Momento flettente sollecitante di progetto agente alla base della torre:

$$M_{Ed} = 872 \text{ KNm.}$$

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

### 12.1 VERIFICA A TAGLIO DEI TIRAFONDI

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

### 12.2 VERIFICA A TRAZIONE DEI TIRAFONDI

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

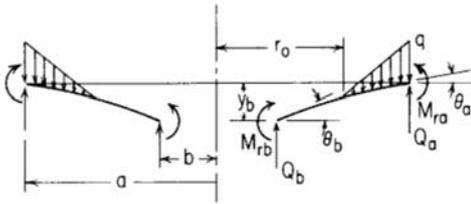
### 12.3 VERIFICA A TAGLIO E TRAZIONE DEI TIRAFONDI

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

## 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:

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

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

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

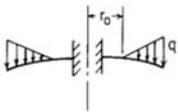
$$M_t = \frac{\theta D (1 - \nu^2)}{r} + \nu M_r$$

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

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



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

$$M_{r_b} = \frac{-q a^2}{C_8} \left[ \frac{C_9}{6ab} (2a^2 - r_o a - r_o^2) - L_{18} \right]$$

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

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

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

If  $r_o = b$  (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
$K_{M_a}$	-0.6769	-0.2861	-0.1197	-0.0368	-0.00356

$$r_o = b/2 = 27/2 = 14 \text{ mm} \quad a = 50 \text{ mm} \quad b/a = 0.27 \sim 0.3$$

$$k_{Mrb} = 0.2861$$

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

$$M = 1 \text{ t}^2/6 \text{ f}_{yd}$$

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

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

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 per ogni tipo di torre (18,24,30m). Le verifiche sono state svolte con il software “Advance steel 2018” in accordo con l’Eurocodice EC3 :

Palo	Sezione	Piastra di base	Tirafondi	$N_{Ed}$	$M_{ed,max}$	$M_{Rd}$	$F_{t,tir,Ed,max}$	$F_{t,tir,Rd}$	$V_{Ed,Tir1}$	$V_{Rd,Tir1}$	$\eta$
-	-	mm	-	kN	kN.m	kN.m	kN	kN	kN	kN	-
18m	CHS610x8	30	12M27;5.6	-23	282	450	97.1	165.2	2.3	67.6	0.45



**LINEA SALERNO - PONTECAGNANO AEROPORTO  
COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO  
TRATTA ARECHI - PONTECAGNANO AEROPORTO  
PROGETTO DEFINITIVO – ELABORATI GENERALI  
OPERE CIVILI**

SHELTER  
Relazione di calcolo basamento palo antenna GSMR

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	10	D 78	CL OC0000 001	A	49 di 49

### 13 INCIDENZA

Si assume cautelativamente un'incidenza pari:

- Fondazione – 200 kg/m<sup>3</sup>