



# Autostrada Asti-Cuneo

TRONCO II A21 (ASTI EST) - A6 (MARENE)  
LOTTO 6 RODDI-DIGA ENEL

STRALCIO a  
TRA IL LOTTO II.7 E LA PK. 5+000

PROGETTO DEFINITIVO

IMPIANTI

PARTE GENERALE

RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI PORTALI, LOCALI TECNOLOGICI  
E OPERE DI SOSTEGNO DELLE APPARECCHIATURE IMPIANTISTICHE

IMPRESA 	PROGETTISTA 	INTEGRATORE ATTIVITA' SPECIALISTICHE Dott. Ing. Salvatore Sguazzo Albo degli Ingegneri provincia di Salerno n. 5031 	COMMITTENTE Autostrada Asti-Cuneo S.p.A. Direzione e Coordinamento: S.A.L.T. p.A. (Gruppo ASTM) Via XX Settembre, 98/E 00187 Roma
--	--	--	---

REV.	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	CONTR.	APPROV.	RIESAME	DATA	SCALA
A	05-2021	EMISSIONE	Ing. Gagliano	Ing. Manfredi	Ing. Sguazzo	Ing. Sguazzo	MAGGIO 2021	-
							N. Progr.	
							10.01.07	

CODIFICA	PROGETTO	LIV	DOCUMENTO	REV	WBS
	P017	D	IMP RC 002	A	A33126A000
					CUP
					G31B20001080005

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO	VISTO DELLA COMMITTENTE
-------------------------------	-------------------------

**INDICE**

<b>1. NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>3</b>
1.1. STRUTTURE .....	3
1.2. CARICHI E SOVRACCARICHI .....	3
1.3. SISMICA .....	3
<b>2. PREMESSA .....</b>	<b>4</b>
<b>3. MATERIALI .....</b>	<b>5</b>
3.1. CALCESTRUZZO PER LE SOTTOFONDAZIONI.....	5
3.2. CALCESTRUZZO PER LE FONDAZIONI .....	5
3.3. MALTA PER INIEZIONE MICROPALI DI FONDAZIONE.....	5
3.4. ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO .....	5
3.5. ACCIAIO PER MICROPALI DI FONDAZIONE.....	5
<b>4. PROGRAMMA DI CALCOLO .....</b>	<b>6</b>
4.1. ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI.....	6
<b>5. MODELLO GEOTECNICO.....</b>	<b>7</b>
5.1. PMV-I LOTTO II.6A PK 0+278 .....	7
5.2. PMV-I LOTTO II.6A PK 3+855 .....	7
<b>6. ANALISI DEI CARICHI.....</b>	<b>8</b>
6.1. PERMANENTI STRUTTURALI .....	8
6.2. PERMANENTI PORTATI.....	8
6.3. VARIABILI MANUTENZIONE .....	8
6.4. AZIONE DELLA NEVE .....	8
6.5. AZIONE DEL VENTO .....	9
6.6. BUFFETING.....	11
6.7. AZIONE TERMICA.....	12
6.8. AZIONE SISMICA.....	12
<b>7. COMBINAZIONI DI CARICO.....</b>	<b>14</b>
<b>8. VERIFICA PLINTO DI FONDAZIONE PMV IN ITINERE.....</b>	<b>15</b>
8.1. GEOMETRIA DELLA FONDAZIONE .....	15
8.2. CARICHI AGENTI SUL PLINTO .....	15
8.3. VERIFICA STRUTTURALE PLINTO .....	25
8.4. VERIFICA STRUTTURALE E GEOTECNICA MICROPALI .....	26
8.4.1. Sollecitazioni Massime e Minime in Testa ai Pali.....	26
8.4.2. Verifica strutturale micropalo.....	26
8.4.3. Verifiche SLU di collasso per carico limite nei riguardi del carico assiale	28
8.4.4. Verifiche SLU di collasso per carico limite nei riguardi del carico trasversale	30
<b>9. TORRE FARO H = 40M .....</b>	<b>33</b>
9.1. VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE E SCORRIMENTO DELLA FONDAZIONE ..	34
9.2. VERIFICA A RIBALTAMENTO DELLA FONDAZIONE .....	35
<b>10. PALO ILLUMINAZIONE H = 10M .....</b>	<b>36</b>

10.1.	VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE E SCORRIMENTO DELLA FONDAZIONE..	37
10.2.	VERIFICA A RIBALTAMENTO DELLA FONDAZIONE .....	38
<b>11.</b>	<b>PALO TVCC H = 15M .....</b>	<b>39</b>
11.1.	VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE E SCORRIMENTO DELLA FONDAZIONE..	40
11.2.	VERIFICA A RIBALTAMENTO DELLA FONDAZIONE .....	41

## 1. **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

### 1.1. **STRUTTURE**

- ✓ Legge 5/11/1971 n° 1086: Norma per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio normale e precompresso ed a struttura metallica.
- ✓ D. M. Min. Infrastrutture e Trasporti. 17-01-2018: Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni.
- ✓ Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 "Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni" di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018
- ✓ Linee guida sul calcestruzzo strutturale secondo il Ministero dei Lavori Pubblici (Dicembre 1996).
- ✓ Eurocodice EC1: "Basi di calcolo ed azioni sulle strutture."
- ✓ Eurocodice EC2: "Progetto di strutture di calcestruzzo."
- ✓ Eurocodice EC3: "Progetto di strutture in acciaio."
- ✓ Eurocodice EC3 Parte 1-10: "Resilienza del materiale e proprietà attraverso lo spessore."

### 1.2. **CARICHI E SOVRACCARICHI**

- ✓ D. M. Min. Infrastrutture e Trasporti. 17-01-2018: Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni.
- ✓ Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 "Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni" di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018
- ✓ Linee guida sul calcestruzzo strutturale secondo il Ministero dei Lavori Pubblici (Dicembre 1996).
- ✓ Eurocodice EC1: "Basi di calcolo ed azioni sulle strutture."

### 1.3. **SISMICA**

- ✓ D. M. Min. Infrastrutture e Trasporti. 17-01-2018: Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni.
- ✓ Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 "Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni" di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018
- ✓ Linee guida sul calcestruzzo strutturale secondo il Ministero dei Lavori Pubblici (Dicembre 1996).
- ✓ Eurocodice EC1: "Basi di calcolo ed azioni sulle strutture."

## 2. PREMESSA

La presente relazione di calcolo è relativa al dimensionamento delle strutture di fondazione inerenti i portali in carpenteria metallica destinati all’installazione dei display a messaggio variabile, da posizionare lungo il collegamento autostradale Asti-Cuneo, Tronco Il Lotto 6, Stralcio a.

In particolare i portali in progetto sono della tipologia PMV in itinere con struttura a bandiera e plinto di fondazione su micropali, come raffigurato nell’immagine seguente:

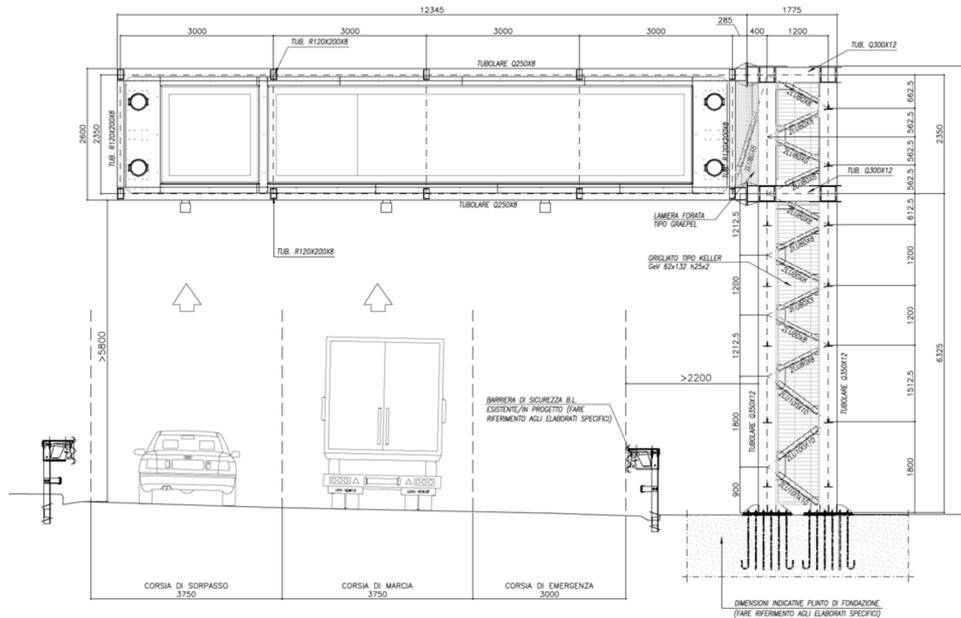


Figura 1 – Prospetto frontale portale PMV in itinere

Le fondazioni, che costituiscono l’unico elemento in c.a. gettato in opera, sono costituite da plinti su micropali; l’ancoraggio è garantito da tirafondi in acciaio annegati nel getto, uniti alla struttura superiore mediante una piastra di collegamento saldata alla base delle colonne.

Per maggiori indicazioni inerenti la carpenteria metallica del portale in oggetto, si rimanda alla relativa relazione di calcolo della stessa.

Si riportano inoltre le verifiche delle fondazioni di tipo diretto relative al sostegno dei locali tecnologici e delle apparecchiature impiantistiche previste in progetto.

### **3. MATERIALI**

Tutti i materiali e i prodotti per uso strutturale devono essere qualificati dal produttore secondo le modalità indicate nel capitolo 11 delle “Aggiornamenti delle Norme Tecniche per le Costruzioni” approvate con D.M. 17 gennaio 2018. E' onere del Direttore dei Lavori, in fase di accettazione, acquisire e verificare la documentazione di qualificazione.

#### **3.1. CALCESTRUZZO PER LE SOTTOFONDAZIONI**

Classe di esposizione: X0  
Classe di resistenza: C12/15

#### **3.2. CALCESTRUZZO PER LE FONDAZIONI**

Classe di esposizione: XC2 – XD1  
Classe di resistenza: C30/37  
Rapporto acqua/cemento max: 0.55  
Contenuto cemento min: 320 kg/mc  
Diametro inerte max: 25 mm  
Classe di consistenza: S4

#### **3.3. MALTA PER INIEZIONE MICROPALI DI FONDAZIONE**

Si prescrive una malta cementizia con resistenza minima C25/30.

#### **3.4. ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO**

La tipologia di acciaio per le barre d'armatura in c.a. è della tipologia B450C, mentre per le reti elettrosaldate è della tipologia B450A. Essi hanno le seguenti caratteristiche meccaniche minime:

Tensione di snervamento caratteristica: 450 N/mm<sup>2</sup>  
Tensione di rottura caratteristica: 540 N/mm<sup>2</sup>  
Tensione di snervamento di progetto: 391.3 N/mm<sup>2</sup>

#### **3.5. ACCIAIO PER MICROPALI DI FONDAZIONE**

Per le fondazioni profonde che prevedono i micropali, si prevede l'utilizzo di tubolari in acciaio con le seguenti caratteristiche:

Tipo acciaio: S355JR  
Tensione di snervamento caratteristica: 355 N/mm<sup>2</sup>  
Tensione di snervamento di progetto: 338 N/mm<sup>2</sup>

---

## **4. PROGRAMMA DI CALCOLO**

Il software di calcolo utilizzato per il progetto e le verifiche delle strutture di fondazione in c.a. è IS PLINTI vers.20, prodotto da CDM Dolmen s.r.l. con sede in Via Drovetti9/F – 10138 Torino (Italia).

A supporto del programma è fornito un ampio manuale d'uso contenente una vasta serie di test di validazione sia su esempi classici di Scienza delle Costruzioni, sia su strutture particolarmente impegnative e reperibili nella bibliografia specializzata.

### **4.1. ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI**

I risultati delle sollecitazioni ottenuti mediante l'utilizzo dei codici di calcolo descritti nel paragrafo precedente sono stati sottoposti a semplici calcoli manuali di controllo che ne hanno confermato l'attendibilità, secondo quanto richiesto al paragrafo 10.2.1 delle vigenti Norme Tecniche.

Sono state infatti compiute una serie di verifiche manuali volte a controllare l'attendibilità dei risultati del calcolo automatico; in particolare sono state svolte valutazioni delle sollecitazioni e degli spostamenti degli elementi strutturali sulla base di schemi semplificati di tipo piano, da utilizzare come termine di confronto per i risultati suddetti.

## 5. MODELLO GEOTECNICO

La caratterizzazione geotecnica dei siti interessati dall'installazione delle strutture in progetto è stata desunta dalla relazione di "Caratterizzazione geologica geotecnica per il dimensionamento delle fondazioni dei portali" redatta per i seguenti siti di installazione.

### 5.1. PMV-I LOTTO II.6A PK 0+278

Descrizione unità geotecnica	DA	A	SPESSORE	Nspt	$\gamma$	$\phi_k'$	$c_k'$	$C_{uk}$
(-)	(m pc)	(m pc)	(m)	(colpi/30cm)	(kN/m <sup>3</sup> )	(°)	(kPa)	(kPa)
Rilevato	0.0	2.0	2.0	15-20	19.0	38	0	-
Bonifica	2.0	3.5	1.5	15-20	19.0	36	0	-
Argilla limoso sabbiosa (CCS)	3.5	12.0	8.5	10-20	19.0	-	-	80
Limo argilloso continentale cristalli di gesso (GES2)	12.0	41.0	29.0	30	19.0	-	-	150
Gessi macrocristallini in banchi alternati a livelli limoso argillosi (GES1)	41.0	53.0	12.0	40	19.0	-	-	200
Argille marnose (SAF)	53.0	in poi	-	>40	19.0	-	-	250

$\gamma$  = peso di volume naturale  
 $\phi_k'$  = valore caratteristico dell'angolo di attrito  
 $c_k'$  = valore caratteristico della resistenza al taglio in condizioni drenate  
 $C_{uk}$  = valore caratteristico della coesione non drenata

### 5.2. PMV-I LOTTO II.6A PK 3+855

Descrizione unità geotecnica	DA	A	SPESSORE	Nspt	$\phi_k'$	$c_k'$	$C_{uk}$
(-)	(m pc)	(m pc)	(m)	(colpi/30cm)	(°)	(kPa)	(kPa)
Rilevato	0.0	1.0	1.0	15-20	38	0	-
Alluvioni sabbioso ghiaiose (b1-g)	2.0	5.5	3.5	20-30	36	0	-
Argille marnose (SAF)	5.5	In poi	-	>40	-	-	200

$\gamma$  = peso di volume naturale  
 $\phi_k'$  = valore caratteristico dell'angolo di attrito  
 $c_k'$  = valore caratteristico della resistenza al taglio in condizioni drenate  
 $C_{uk}$  = valore caratteristico della coesione non drenata

## 6. ANALISI DEI CARICHI

### 6.1. PERMANENTI STRUTTURALI

I carichi permanenti strutturali vengono calcolati in modo automatico dal software strutturale utilizzato, in base alle caratteristiche dimensionali e di materiale opportunamente definite per i singoli elementi. Il peso implementato automaticamente viene incrementato del 10% per tener conto dei fazzoletti di irrigidimento e saldature dei profili.

### 6.2. PERMANENTI PORTATI

In tale condizione di carico, sono stati inseriti tutti i carichi non strutturali sostenuti dalla struttura:

✓ Rivestimenti laterali in lamiera forata e grigliati	0.5kN/m <sup>2</sup>
✓ Piano di calpestio in grigliato e lamiera striata	0.5kN/m <sup>2</sup>
✓ Impianti	0.2kN/m <sup>2</sup>
✓ Scale alla marinara	0.5kN/m
✓ Pannello display (PMV in itinere)	10.6 kN

### 6.3. VARIABILI MANUTENZIONE

Al di sopra delle lamiere di calpestio, viene considerato un carico variabile legato all'accesso di personale addetto alla manutenzione.

Tale carico è stato ricavato dalla tabella 3.1.II del punto 3.1.1. delle NTC 2018, considerando l'accesso per sola manutenzione e riparazione (Cat.H) si ottiene un valore pari a 0.5 kN/m<sup>2</sup>.

Analogamente a quanto assunto per il piano di calpestio, il carico variabile di manutenzione, in funzione dell'area effettiva, è stato assunto come carico lineare sulle aste su cui esso è direttamente collegato.

### 6.4. AZIONE DELLA NEVE

L'azione della neve sul traverso è calcolata sulla base delle indicazioni contenute nelle NTC 2018 e della relativa circolare applicativa.

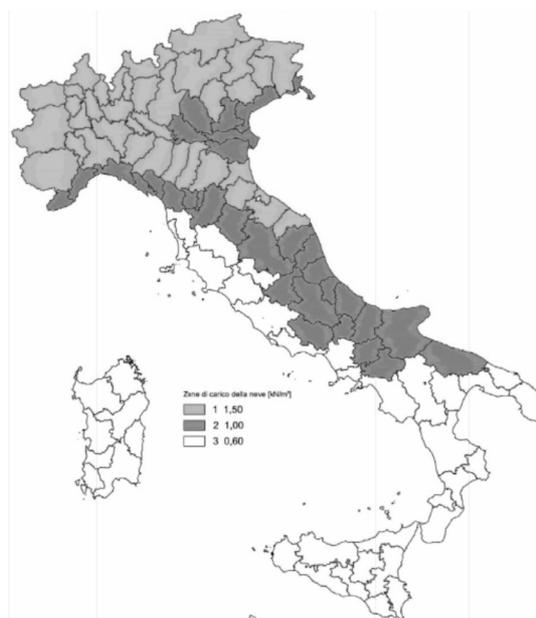


Figura 2 – Zone di carico della neve

Cautelativamente si assume il carico neve maggiore tra tutti i siti di installazione, ovvero quello della zona I Alpina (Provincia di Cuneo). Considerando una quota massima di installazione dei portali pari a 300 m s.l.m., si ottiene il seguente valore del carico neve al suolo:

$$\text{zona I Alpina} \quad q_{sk} = 1.39 \cdot [1 + (a_s / 728)^2] = 1.63 \text{ kN/m}^2$$

Il coefficiente di forma ( $\mu_{11}$ ) per tale struttura è pari a 0.8, come stabilito dalla tabella 3.4. II delle NTC 2018, per coperture con inclinazione compresa tra 0° e 30°.

In conclusione il carico per azione da neve assunto nel modello è pari a:

$$q_{sk} = q_{sk} \cdot \mu_{11} \cdot C_E \cdot C_t = 1.63 \text{ kN/m}^2 \cdot 0.8 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \approx 1.31 \text{ kN/m}^2$$

In funzione dell'area effettiva, è stato poi assunto come carico lineare sulle aste su cui esso è direttamente collegato.

## 6.5. AZIONE DEL VENTO

L'azione del vento è calcolata sulla base delle indicazioni contenute nelle NTC 2018 e della relativa circolare applicativa e sulla base delle indicazioni del documento normativo CNR.

La seguente tipologia di portale verrà installato in diversi punti lungo il collegamento autostradale Asti-Cuneo; di seguito si riporta lo schema della zonazione per la determinazione del carico da vento secondo il par.3.3 delle NTC 2018:



Figura 3 – Zone di carico del vento

Considerando che in nessun caso l'altitudine del sito supera il valore di  $a_0$ , perciò il valore del coefficiente di altitudine ( $c_a$ ) è pari all'unità e di conseguenza il valore della velocità base di riferimento ( $v_b$ ) è uguale al valore della velocità base di riferimento al livello del mare ( $v_{b,0}$ ).

$$\text{Zona 1} \rightarrow v_b = v_{b,0} = 25.0 \text{ m/s}$$

La velocità di riferimento di progetto per un periodo di ritorno di pari a 50 anni è calcolata come:

$$\text{Zona 1} \rightarrow v_r = v_b \cdot c_r = 25.0 \text{ m/s} \cdot 1.0 = 25.0 \text{ m/s}$$

Da cui si ottengono le seguenti pressioni di riferimento ( $q_r$ ):

$$\text{Zona 1} \rightarrow q_r = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_r^2 = \frac{1}{2} \cdot 1.25 \text{ kg/m}^3 \cdot 25.0^2 \text{ m/s} = 390.63 \text{ N/m}^2$$

Le aree in cui verranno posizionati i portali sono caratterizzati da assenza di ostacoli, perciò si assume una classe di rugosità del terreno D. I nuovi portali hanno una distanza dalla costa maggiore di 30 km e una quota di installazione minore di 500m slm, da cui si ottiene la seguente categoria di esposizione:

Zona 1 → Categoria II

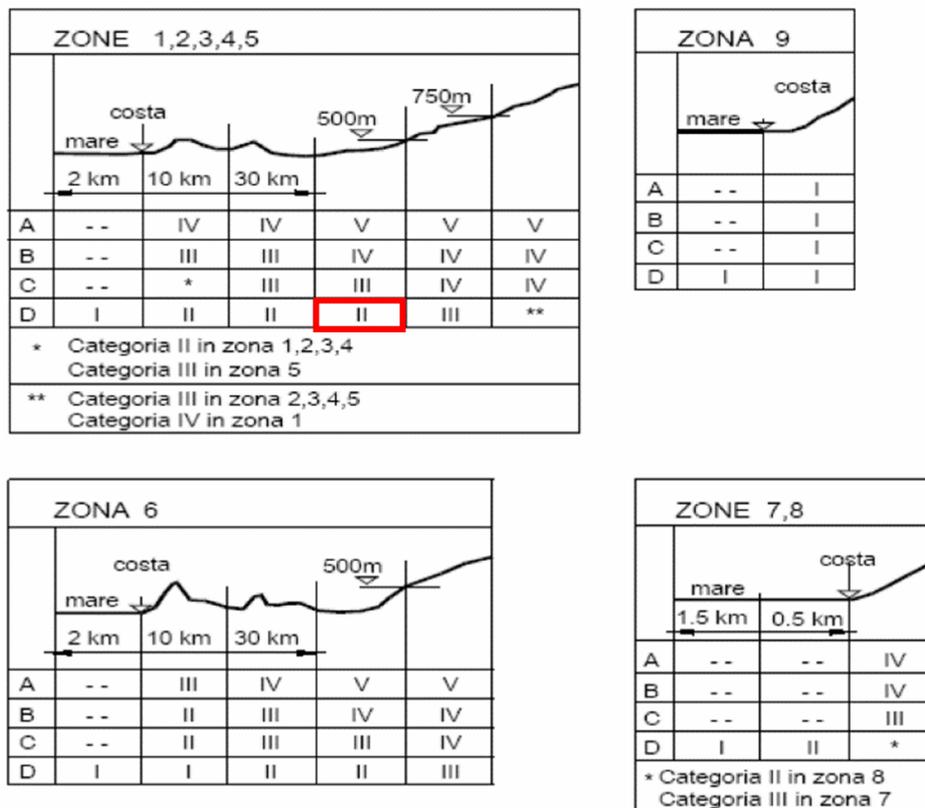


Figura 4 – Definizione della categoria di esposizione [Fig. 3.3.2 NTC 2018]

Il coefficiente di esposizione ( $c_e$ ) è dato dalla seguente formula [3.3.7 NTC 2018]:

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

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

I parametri per la definizione del coefficiente di esposizione ( $c_e$ ) da introdurre nella formula 3.3.7 delle NTC 2018, sono:

**Tab. 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

Si calcola, cautelativamente, la pressione del vento alla quota più alta del traverso, assumendo un coefficiente topografico ( $c_t$ ) pari all'unità ed un coefficiente di pressione pari a 1.80. Di seguito si riporta il riepilogo della pressione del vento:

$$p = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d \text{ [3.3.4 NTC 2018]}$$

Zona	$q_r$ [N/m <sup>2</sup> ]	Categoria di esposizione	Z [m]	$c_t$	$c_e$	$c_p$	$c_d$	p [N/m <sup>2</sup> ]
1	390.63	II	10.0	1.0	2.35	1.8	1.0	1654

A favore di sicurezza, è stata considerata la superficie del grigliato come superficie piena, ed in funzione dell'area di influenza è stata applicato il carico direttamente alle aste interessate.

Per i rivestimenti costituiti da lamiera forata e grigliati è stato assunto cautelativamente il coefficiente di pressione totale  $c_p = 1.8$ , scomposto in  $c_p = 1.2$  per le pareti sopra vento e  $c_p = 0.6$  per quelle sotto vento:

- Pressione su pareti sopra vento:  $p_+ = 1.2 \cdot 0.92 = 1.104 \text{ kN/m}^2$
- Pressione su pareti sotto vento:  $p_- = 0.6 \cdot 0.92 = 0.552 \text{ kN/m}^2$

## 6.6. BUFFETING

Con riferimento a quanto indicato nelle norme Britanniche, in particolare nelle BD 94/07, Part 1 (Annex B), dedicate alla progettazione di strutture minori per uso in ambito autostradale, si è implementato un procedimento di calcolo delle pressioni indotte sulle strutture del portale dal transito di veicoli aventi sagoma alta. Tali sovrappressioni interessano sia i pannelli di segnaletica, sia le mensole della struttura principale.

La formulazione proposta consente di modellare il profilo di variazione delle sovrappressioni indotte dal transito dei veicoli in funzione della distanza, in altezza, dalla sommità della sagoma del veicolo stesso.

Con riferimento ad un veicolo "tipo" le cui dimensioni sono in linea con le produzioni industriali europee, si assume una sagoma avente 4.20 m in altezza e 2.50 m in larghezza.

La formulazione proposta è la seguente:

$$P_d = (600 \cdot h^{-0.25}) - 400$$

dove:

- $P_d$  differenza di pressione indotta dal transito veicolare, agente in direzione orizzontale sulle superfici investite e in direzione verticale (diretta verso il basso ed agente sullo sbraccio del portale). Veicoli in transito ad una velocità di circa 100 km/h.
- $h$  distanza tra la sommità del veicolo e il punto a quota inferiore delle superfici orizzontali interessate (superficie inferiore della sezione dello sbraccio) oppure: distanza tra la sommità del veicolo e il centro di pressione di ciascuna superficie verticale.

La pressione di buffeting sul portale è:

$$h_{\text{veicolo}} = 4.20 \text{ m}$$

$$H_{\text{min}} = 5.80 \text{ m}$$

$$h = H_{\text{min}} - h_{\text{veicolo}} = 5.80 \text{ m} - 4.20 \text{ m} = 1.60 \text{ m}$$

$$P_d = (600 \cdot 1.60^{-0.25}) - 400 = 134 \text{ N/m}^2$$

A favore di sicurezza si è applicata la pressione di buffeting massima su traverso del portale.

### 6.7. AZIONE TERMICA

Per la valutazione delle azioni della temperatura agenti sulla struttura in esame, si fa riferimento a quanto indicato al par.3.5 delle vigenti Norme Tecniche.



Figura 5 – Zone della temperatura dell'aria esterna

La temperatura dell'aria esterna,  $T_{est}$ , può assumere il valore  $T_{max}$  o  $T_{min}$ , definite rispettivamente come temperatura massima estiva e minima invernale dell'aria nel sito della costruzione, con riferimento ad un periodo di ritorno di 50 anni.

Nelle espressioni seguenti,  $T_{max}$  o  $T_{min}$  sono espressi in °C; l'altitudine di riferimento  $a_s$  (espressa in m) è la quota del suolo sul livello del mare nel sito dove è realizzata la costruzione (nel caso in esame pari a 300m slm).

Zona I

$$T_{min} = -15 - 4 a_s / 1000 = -16.2^{\circ}\text{C}$$

$$T_{max} = 42 - 6 a_s / 1000 = 40.2^{\circ}\text{C}$$

Assumendo una temperatura iniziale  $T_0$  alla data della costruzione, per la verifica della struttura in acciaio in esame, si considera pertanto una variazione termica pari:

$$\Delta T_{u-} = T - T_0 = -16.2 - 15 = -31.2^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta T_{u+} = T - T_0 = 40.2 - 15 = +25.2^{\circ}\text{C}$$

### 6.8. AZIONE SISMICA

Il collegamento autostradale Asti-Cuneo attraversa zone sismiche caratterizzate da accelerazioni di picco diverse; lo spettro di progetto è stato scelto attraverso la valutazione di tutti gli spettri dei Comuni in cui è prevista l'installazione della struttura, assumendo il sito che determina la maggior valore di  $a_g \cdot S$ . Si considera la struttura non dissipativa, assumendo un fattore di comportamento unitario ( $q = 1.0$ ).

La vita nominale della struttura è pari a 50 anni, attribuendo per tale opera la classe d'uso IV, da cui  $C_u = 2.0$ . Il periodo di riferimento per la valutazione dell'azione sismica risulta pertanto pari a:

Vita Nominale  $V_N = 50$  anni

Classe d'Uso IV

Coefficiente d'Uso  $C_u = 2.0$

$V_R = V_N \times C_u = 50 \times 2.0 = 100$  anni

Per quanto concerne la categoria di sottosuolo, si assume cautelativamente una categoria di tipo D.

Dati generali per sismica (NTC 2018)

Zona
Suolo
Topografia
Fattore comport. q
Dati progetto
Vulnerabilità

Struttura esistente

Vita nominale dell'opera  $V_N$

Coefficiente d'uso  $C_u$

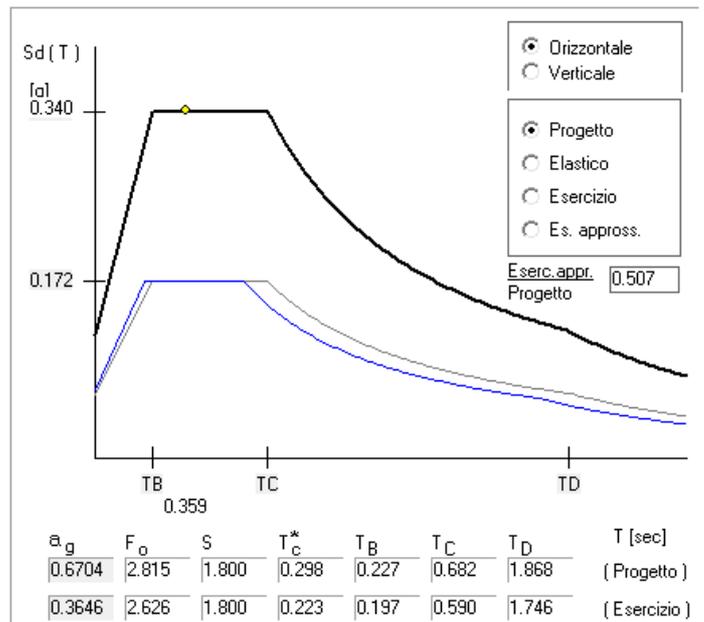
Periodo di riferimento

$P_{V_R}$  di progetto (%)

$P_{V_R}$  di esercizio (%)

Coeff. di smorzamento viscoso  $\xi$  (%)

Applica
Applica e chiudi
Chiudi



## 7. COMBINAZIONI DI CARICO

In accordo con il paragrafo 2.5.3 del NTC 17.01.2018, si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

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

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.1]
- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:  

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.2]
- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:  

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.3]
- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:  

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.4]
- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:  

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$
 [2.5.5]

Di seguito si riportano le tabelle 2.6.I e 2.5.I del NTC 2018, in cui riportano rispettivamente i coefficienti parziali e i coefficienti di combinazione da adottare nelle diverse combinazioni di carico.

**Tab. 2.6.I** – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		$\gamma_F$			
Carichi permanenti $G_1$	Favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	$\gamma_{Q}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

**Tab. 2.5.I** – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	$\psi_{0i}$	$\psi_{1i}$	$\psi_{2i}$
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 - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I - Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
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

## 8. VERIFICA PLINTO DI FONDAZIONE PMV IN ITINERE

### 8.1. GEOMETRIA DELLA FONDAZIONE

Il plinto di fondazione ha le seguenti caratteristiche geometriche:

Tipo: Rettangolare

Base plinto lungo x ( $B_x$ ): 4.50 m

Base plinto lungo y ( $B_y$ ): 7.00 m

Altezza plinto (H): 1.50 m

Il plinto è costituito da 18 micropali disposti come riportato nell'immagine seguente.

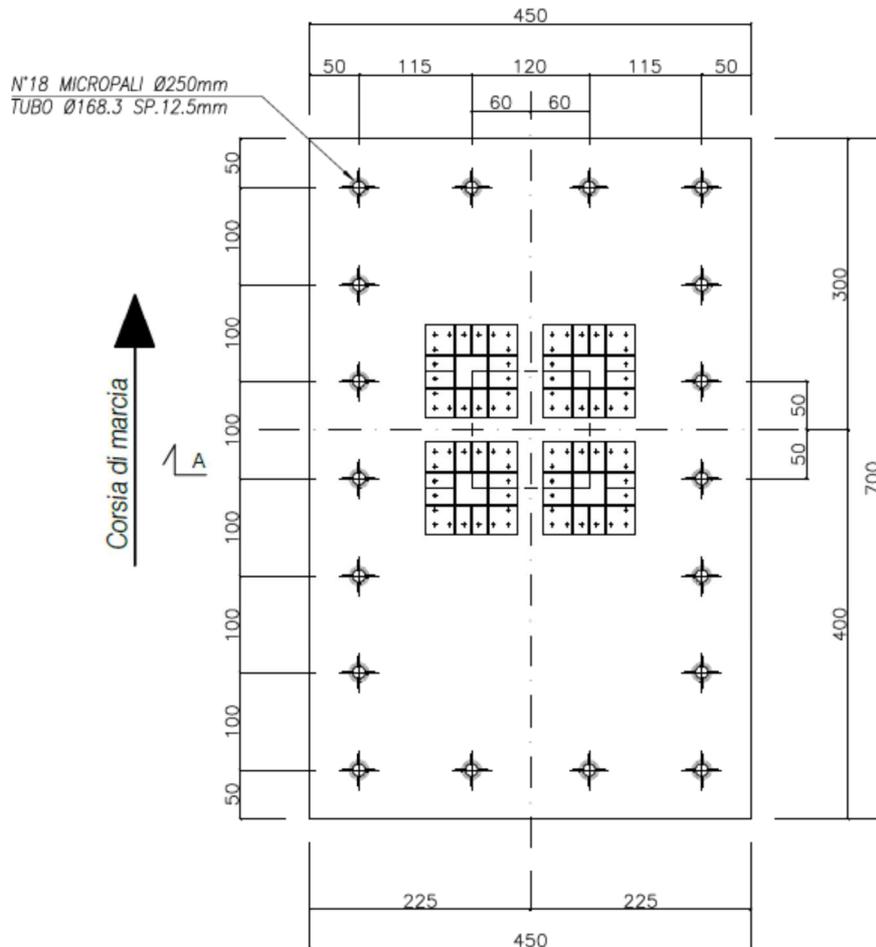


Figura 6 – Pianta micropali

### 8.2. CARICHI AGENTI SUL PLINTO

Come indicato nei paragrafi precedenti, le verifiche strutturali e geotecniche delle strutture di fondazione in oggetto sono state condotte mediante l'ausilio del software IS PLINTI vers.20, importando direttamente le sollecitazioni dal modello tridimensionale agli elementi finiti.

Il programma di calcolo calcola automaticamente il peso proprio del plinto di fondazione.

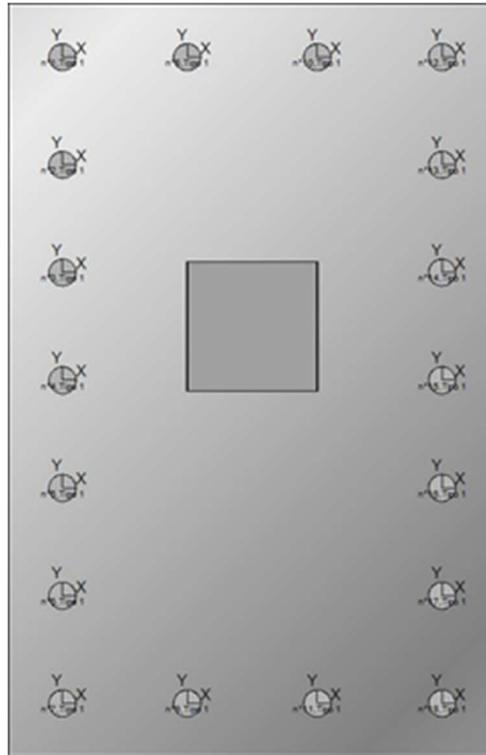


Figura 7 – Modello di calcolo plinto

- Caso 1 :

Nome : Caso 1

Descr. : SLU Max Var

Tipo : SLU

coeff. moltiplicatore peso proprio Plinti, Magrone, Rinterro = 1.3

punto maglia	sestetto	N [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	Tx [daN]	Ty [daN]
1	1	34382.72	49392	-15248937	0	0

Casi di carico a sestetti.

- Caso 2 :

Nome : Caso 2

Descr. : SLU Max Neve

Tipo : SLU

coeff. moltiplicatore peso proprio Plinti, Magrone, Rinterro = 1.3

punto maglia	sestetto	N [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	Tx [daN]	Ty [daN]
1	1	34668.14	49392	-15447085	0	0

Casi di carico a sestetti.

- Caso 3 :

Nome : Caso 3

Descr. : SLU VENTOX 1

Tipo : SLU

coeff. moltiplicatore peso proprio Plinti, Magrone, Rinterro = 1.3

punto maglia	sestetto	N [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	Tx [daN]	Ty [daN]
1	1	34382.72	49392	-16128709	-2021.3	0
1	2	34382.72	49392	-14369166	2021.3	0

Casi di carico a sestetti.

- Caso 4 :

Nome : Caso 4

Descr. : SLU VENTROY 1

Tipo : SLU

coeff. moltiplicatore peso proprio Plinti, Magrone, Rinterro = 1.3

punto maglia	sestetto	N [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	Tx [daN]	Ty [daN]
1	1	34382.72	-4887986	-15248937	0	7409.89
1	2	34382.72	4986770	-15248937	0	-7409.89

Casi di carico a sestetti.

- Caso 5 :

Nome : Caso 5

Descr. : SLU VENTOX 2

Tipo : SLU

coeff. moltiplicatore peso proprio Plinti, Magrone, Rinterro = 1.3

punto maglia	sestetto	N [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	Tx [daN]	Ty [daN]
1	1	34668.14	49392	-16326856	-2021.3	0
1	2	34668.14	49392	-14567314	2021.3	0

Casi di carico a sestetti.

- Caso 6 :

Nome : Caso 6

Descr. : SLU VENTROY 2

Tipo : SLU

coeff. moltiplicatore peso proprio Plinti, Magrone, Rinterro = 1.3

punto maglia	sestetto	N [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	Tx [daN]	Ty [daN]
1	1	34668.14	-4887986	-15447085	0	7409.89
1	2	34668.14	4986770	-15447085	0	-7409.89

Casi di carico a sestetti.

- Caso 7 :

Nome : Caso 7

Descr. : SLU VENTOX 3

Tipo : SLU

coeff. moltiplicatore peso proprio Plinti, Magrone, Rinterro = 1.3

punto maglia	sestetto	N [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	Tx [daN]	Ty [daN]
1	1	32860.52	49392	-15658435	-3368.84	0
1	2	32860.52	49392	-12725865	3368.83	0

Casi di carico a sestetti.

- Caso 8 :

Nome : Caso 8

Descr. : SLU VENTROY 3

Tipo : SLU

coeff. moltiplicatore peso proprio Plinti, Magrone, Rinterro = 1.3

punto maglia	sestetto	N [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	Tx [daN]	Ty [daN]
1	1	32860.52	-8179571	-14192150	0	12349.81
1	2	32860.52	8278355	-14192150	0	-12349.82

Casi di carico a sestetti.

- Caso 9 :

Nome : Caso 12

Descr. : SLU con SISMAX PRINC

Tipo : SLU

punto maglia	sestetto	N [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	Tx [daN]	Ty [daN]
1	1	22352.96	-566811	-6235950	4014	821.09
1	2	22609.48	-569822	-6315702	4014	821.09
1	3	22352.96	-566814	-6235950	4014	821.09
1	4	22609.48	-569824	-6315702	4014	821.09
1	5	22352.96	625873	-6235950	4014	-821.09
1	6	22609.48	622863	-6315702	4014	-821.09
1	7	22352.96	625871	-6235950	4014	-821.09
1	8	22609.48	622860	-6315702	4014	-821.09
1	9	22352.96	-566811	-6235944	4014	821.09
1	10	22609.48	-569822	-6315695	4014	821.09
1	11	22352.96	-566814	-6235944	4014	821.09
1	12	22609.48	-569824	-6315695	4014	821.09
1	13	22352.96	625873	-6235944	4014	-821.09
1	14	22609.48	622863	-6315695	4014	-821.09
1	15	22352.96	625871	-6235944	4014	-821.09
1	16	22609.48	622860	-6315695	4014	-821.09
1	17	22352.96	-566811	-11967475	-4014	821.09
1	18	22609.48	-569822	-12047227	-4014	821.09
1	19	22352.96	-566814	-11967475	-4014	821.09
1	20	22609.48	-569824	-12047227	-4014	821.09
1	21	22352.96	625873	-11967475	-4014	-821.09
1	22	22609.48	622863	-12047227	-4014	-821.09
1	23	22352.96	625871	-11967475	-4014	-821.09
1	24	22609.48	622860	-12047227	-4014	-821.09
1	25	22352.96	-566811	-11967468	-4014	821.09
1	26	22609.48	-569822	-12047220	-4014	821.09
1	27	22352.96	-566814	-11967468	-4014	821.09
1	28	22609.48	-569824	-12047220	-4014	821.09
1	29	22352.96	625873	-11967468	-4014	-821.09
1	30	22609.48	622863	-12047220	-4014	-821.09
1	31	22352.96	625871	-11967468	-4014	-821.09
1	32	22609.48	622860	-12047220	-4014	-821.09

Casi di carico a sestetti.

- Caso 10 :

Nome : Caso 13

Descr. : SLU con SISMAX PRINC

Tipo : SLU

punto maglia	sestetto	N [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	Tx [daN]	Ty [daN]
1	1	22352.96	-1958273	-8241982	1204.2	2736.97
1	2	22609.48	-1961284	-8321733	1204.2	2736.97
1	3	22352.96	-1958273	-8241980	1204.2	2736.97
1	4	22609.48	-1961284	-8321731	1204.2	2736.97

1	5	22352.96	-1958273	-9961439	-1204.2	2736.97
1	6	22609.48	-1961284	-10041191	-1204.2	2736.97
1	7	22352.96	-1958273	-9961437	-1204.2	2736.97
1	8	22609.48	-1961284	-10041189	-1204.2	2736.97
1	9	22352.96	-1958282	-8241982	1204.2	2736.97
1	10	22609.48	-1961292	-8321733	1204.2	2736.97
1	11	22352.96	-1958282	-8241980	1204.2	2736.97
1	12	22609.48	-1961292	-8321731	1204.2	2736.97
1	13	22352.96	-1958282	-9961439	-1204.2	2736.97
1	14	22609.48	-1961292	-10041191	-1204.2	2736.97
1	15	22352.96	-1958282	-9961437	-1204.2	2736.97
1	16	22609.48	-1961292	-10041189	-1204.2	2736.97
1	17	22352.96	2017342	-8241982	1204.2	-2736.97
1	18	22609.48	2014331	-8321733	1204.2	-2736.97
1	19	22352.96	2017342	-8241980	1204.2	-2736.97
1	20	22609.48	2014331	-8321731	1204.2	-2736.97
1	21	22352.96	2017342	-9961439	-1204.2	-2736.97
1	22	22609.48	2014331	-10041191	-1204.2	-2736.97
1	23	22352.96	2017342	-9961437	-1204.2	-2736.97
1	24	22609.48	2014331	-10041189	-1204.2	-2736.97
1	25	22352.96	2017333	-8241982	1204.2	-2736.97
1	26	22609.48	2014322	-8321733	1204.2	-2736.97
1	27	22352.96	2017333	-8241980	1204.2	-2736.97
1	28	22609.48	2014322	-8321731	1204.2	-2736.97
1	29	22352.96	2017333	-9961439	-1204.2	-2736.97
1	30	22609.48	2014322	-10041191	-1204.2	-2736.97
1	31	22352.96	2017333	-9961437	-1204.2	-2736.97
1	32	22609.48	2014322	-10041189	-1204.2	-2736.97

Casi di carico a sestetti.

- Caso 11 :

Nome : Caso 14

Descr. : SLU con SISMAZ PRINC

Tipo : SLU

punto maglia	sestetto	N [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	Tx [daN]	Ty [daN]
1	1	22053.7	-563298	-8148938	1204.2	821.09
1	2	22908.75	-573334	-8414777	1204.2	821.09
1	3	22053.7	-563298	-8148936	1204.2	821.09
1	4	22908.75	-573334	-8414775	1204.2	821.09
1	5	22053.7	-563298	-9868396	-1204.2	821.09
1	6	22908.75	-573334	-10134234	-1204.2	821.09
1	7	22053.7	-563298	-9868394	-1204.2	821.09
1	8	22908.75	-573334	-10134232	-1204.2	821.09
1	9	22053.7	-563301	-8148938	1204.2	821.09
1	10	22908.75	-573337	-8414777	1204.2	821.09
1	11	22053.7	-563301	-8148936	1204.2	821.09
1	12	22908.75	-573337	-8414775	1204.2	821.09
1	13	22053.7	-563301	-9868396	-1204.2	821.09
1	14	22908.75	-573337	-10134234	-1204.2	821.09
1	15	22053.7	-563301	-9868394	-1204.2	821.09
1	16	22908.75	-573337	-10134232	-1204.2	821.09
1	17	22053.7	629386	-8148938	1204.2	-821.09
1	18	22908.75	619350	-8414777	1204.2	-821.09
1	19	22053.7	629386	-8148936	1204.2	-821.09
1	20	22908.75	619350	-8414775	1204.2	-821.09
1	21	22053.7	629386	-9868396	-1204.2	-821.09
1	22	22908.75	619350	-10134234	-1204.2	-821.09
1	23	22053.7	629386	-9868394	-1204.2	-821.09
1	24	22908.75	619350	-10134232	-1204.2	-821.09
1	25	22053.7	629383	-8148938	1204.2	-821.09
1	26	22908.75	619347	-8414777	1204.2	-821.09
1	27	22053.7	629383	-8148936	1204.2	-821.09
1	28	22908.75	619347	-8414775	1204.2	-821.09
1	29	22053.7	629383	-9868396	-1204.2	-821.09

1	30	22908.75	619347	-10134234	-1204.2	-821.09
1	31	22053.7	629383	-9868394	-1204.2	-821.09
1	32	22908.75	619347	-10134232	-1204.2	-821.09

Casi di carico a sestetti.

- Caso 12 :

Nome : Caso 15

Descr. : SLD con SISMAX PRINC

Tipo : SLD

punto maglia	sestetto	N [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	Tx [daN]	Ty [daN]
1	1	22416.19	-273557	-7668428	2035.1	416.29
1	2	22546.25	-275084	-7708862	2035.1	416.29
1	3	22416.19	-273558	-7668428	2035.1	416.29
1	4	22546.25	-275085	-7708862	2035.1	416.29
1	5	22416.19	331134	-7668428	2035.1	-416.29
1	6	22546.25	329607	-7708862	2035.1	-416.29
1	7	22416.19	331133	-7668428	2035.1	-416.29
1	8	22546.25	329606	-7708862	2035.1	-416.29
1	9	22416.19	-273557	-7668425	2035.1	416.29
1	10	22546.25	-275084	-7708859	2035.1	416.29
1	11	22416.19	-273558	-7668425	2035.1	416.29
1	12	22546.25	-275085	-7708859	2035.1	416.29
1	13	22416.19	331134	-7668425	2035.1	-416.29
1	14	22546.25	329607	-7708859	2035.1	-416.29
1	15	22416.19	331133	-7668425	2035.1	-416.29
1	16	22546.25	329606	-7708859	2035.1	-416.29
1	17	22416.19	-273557	-10574311	-2035.1	416.29
1	18	22546.25	-275084	-10614745	-2035.1	416.29
1	19	22416.19	-273558	-10574311	-2035.1	416.29
1	20	22546.25	-275085	-10614745	-2035.1	416.29
1	21	22416.19	331134	-10574311	-2035.1	-416.29
1	22	22546.25	329607	-10614745	-2035.1	-416.29
1	23	22416.19	331133	-10574311	-2035.1	-416.29
1	24	22546.25	329606	-10614745	-2035.1	-416.29
1	25	22416.19	-273557	-10574308	-2035.1	416.29
1	26	22546.25	-275084	-10614742	-2035.1	416.29
1	27	22416.19	-273558	-10574308	-2035.1	416.29
1	28	22546.25	-275085	-10614742	-2035.1	416.29
1	29	22416.19	331134	-10574308	-2035.1	-416.29
1	30	22546.25	329607	-10614742	-2035.1	-416.29
1	31	22416.19	331133	-10574308	-2035.1	-416.29
1	32	22546.25	329606	-10614742	-2035.1	-416.29

Casi di carico a sestetti.

- Caso 13 :

Nome : Caso 16

Descr. : SLD con SISMAX PRINC

Tipo : SLD

punto maglia	sestetto	N [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	Tx [daN]	Ty [daN]
1	1	22416.19	-979028	-8685486	610.53	1387.64
1	2	22546.25	-980555	-8725920	610.53	1387.64
1	3	22416.19	-979028	-8685485	610.53	1387.64
1	4	22546.25	-980555	-8725919	610.53	1387.64
1	5	22416.19	-979028	-9557251	-610.53	1387.64
1	6	22546.25	-980555	-9597685	-610.53	1387.64
1	7	22416.19	-979028	-9557250	-610.53	1387.64
1	8	22546.25	-980555	-9597684	-610.53	1387.64
1	9	22416.19	-979033	-8685486	610.53	1387.64

1	10	22546.25	-980559	-8725920	610.53	1387.64
1	11	22416.19	-979033	-8685485	610.53	1387.64
1	12	22546.25	-980559	-8725919	610.53	1387.64
1	13	22416.19	-979033	-9557251	-610.53	1387.64
1	14	22546.25	-980559	-9597685	-610.53	1387.64
1	15	22416.19	-979033	-9557250	-610.53	1387.64
1	16	22546.25	-980559	-9597684	-610.53	1387.64
1	17	22416.19	1036608	-8685486	610.53	-1387.64
1	18	22546.25	1035082	-8725920	610.53	-1387.64
1	19	22416.19	1036608	-8685485	610.53	-1387.64
1	20	22546.25	1035082	-8725919	610.53	-1387.64
1	21	22416.19	1036608	-9557251	-610.53	-1387.64
1	22	22546.25	1035082	-9597685	-610.53	-1387.64
1	23	22416.19	1036608	-9557250	-610.53	-1387.64
1	24	22546.25	1035082	-9597684	-610.53	-1387.64
1	25	22416.19	1036604	-8685486	610.53	-1387.64
1	26	22546.25	1035077	-8725920	610.53	-1387.64
1	27	22416.19	1036604	-8685485	610.53	-1387.64
1	28	22546.25	1035077	-8725919	610.53	-1387.64
1	29	22416.19	1036604	-9557251	-610.53	-1387.64
1	30	22546.25	1035077	-9597685	-610.53	-1387.64
1	31	22416.19	1036604	-9557250	-610.53	-1387.64
1	32	22546.25	1035077	-9597684	-610.53	-1387.64

Casi di carico a sestetti.

- Caso 14 :

Nome : Caso 25

Descr. : SLUEqu Max Var

Tipo : SLU\_EQU

coeff. moltiplicatore peso proprio Plinti, Magrone, Rinterro = 0.9

punto maglia	sestetto	N [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	Tx [daN]	Ty [daN]
1	1	29044.89	64102	-13698612	0	0

Casi di carico a sestetti.

- Caso 15 :

Nome : Caso 26

Descr. : SLUEqu Max Neve

Tipo : SLU\_EQU

coeff. moltiplicatore peso proprio Plinti, Magrone, Rinterro = 0.9

punto maglia	sestetto	N [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	Tx [daN]	Ty [daN]
1	1	29330.3	64102	-13896759	0	0

Casi di carico a sestetti.

- Caso 16 :

Nome : Caso 27

Descr. : SLUEqu VENTOX 1

Tipo : SLU\_EQU

coeff. moltiplicatore peso proprio Plinti, Magrone, Rinterro = 0.9

punto maglia	sestetto	N [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	Tx [daN]	Ty [daN]
1	1	29044.89	64102	-14578383	-2021.3	0
1	2	29044.89	64102	-12818841	2021.3	0

Casi di carico a sestetti.

- Caso 17 :

Nome : Caso 28

Descr. : SLUEqu VENTOY 1

Tipo : SLU\_EQU

coeff. moltiplicatore peso proprio Plinti, Magrone, Rinterro = 0.9

punto maglia	sestetto	N [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	Tx [daN]	Ty [daN]
1	1	29044.89	-4873276	-13698612	0	7409.89
1	2	29044.89	5001480	-13698612	0	-7409.89

Casi di carico a sestetti.

- Caso 18 :

Nome : Caso 29

Descr. : SLUEqu VENTOX 2

Tipo : SLU\_EQU

coeff. moltiplicatore peso proprio Plinti, Magrone, Rinterro = 0.9

punto maglia	sestetto	N [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	Tx [daN]	Ty [daN]
1	1	29330.3	64102	-14776531	-2021.3	0
1	2	29330.3	64102	-13016988	2021.3	0

Casi di carico a sestetti.

- Caso 19 :

Nome : Caso 30

Descr. : SLUEqu VENTOY 2

Tipo : SLU\_EQU

coeff. moltiplicatore peso proprio Plinti, Magrone, Rinterro = 0.9

punto maglia	sestetto	N [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	Tx [daN]	Ty [daN]
1	1	29330.3	-4873276	-13896759	0	7409.89
1	2	29330.3	5001480	-13896759	0	-7409.89

Casi di carico a sestetti.

- Caso 20 :

Nome : Caso 31

Descr. : SLUEqu VENTOX 3

Tipo : SLU\_EQU

coeff. moltiplicatore peso proprio Plinti, Magrone, Rinterro = 0.9

punto maglia	sestetto	N [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	Tx [daN]	Ty [daN]
1	1	27522.69	64102	-14108110	-3368.84	0
1	2	27522.69	64102	-11175539	3368.83	0

Casi di carico a sestetti.

- Caso 21 :

Nome : Caso 32

Descr. : SLUEqu VENTOY 3

Tipo : SLU\_EQU

coeff. moltiplicatore peso proprio Plinti, Magrone, Rinterro = 0.9

punto maglia	sestetto	N [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	Tx [daN]	Ty [daN]
1	1	27522.69	-8164861	-12641825	0	12349.81
1	2	27522.69	8293065	-12641825	0	-12349.82

Casi di carico a sestetti.

- Caso 22 :  
 Nome : Caso 33  
 Descr. : Rara  
 Tipo : Rara

punto maglia	sestetto	N [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	Tx [daN]	Ty [daN]
1	1	24701.1	28025	-10682733	0	0

Casi di carico a sestetti.

- Caso 23 :  
 Nome : Caso 34  
 Descr. : Rara VentoX 1  
 Tipo : Rara

punto maglia	sestetto	N [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	Tx [daN]	Ty [daN]
1	1	24701.1	28025	-11269248	-1347.53	0
1	2	24701.1	28025	-10096219	1347.53	0

Casi di carico a sestetti.

- Caso 24 :  
 Nome : Caso 35  
 Descr. : Rara VentoY 1  
 Tipo : Rara

punto maglia	sestetto	N [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	Tx [daN]	Ty [daN]
1	1	24701.1	-3263561	-10682733	0	4939.93
1	2	24701.1	3319610	-10682733	0	-4939.93

Casi di carico a sestetti.

- Caso 25 :  
 Nome : Caso 36  
 Descr. : Rara VentoX 2  
 Tipo : Rara

punto maglia	sestetto	N [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	Tx [daN]	Ty [daN]
1	1	24891.37	28025	-11401346	-1347.53	0
1	2	24891.37	28025	-10228318	1347.53	0

Casi di carico a sestetti.

- Caso 26 :  
 Nome : Caso 37  
 Descr. : Rara VentoY 2  
 Tipo : Rara

punto maglia	sestetto	N [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	Tx [daN]	Ty [daN]
1	1	24891.37	-3263561	-10814832	0	4939.93
1	2	24891.37	3319610	-10814832	0	-4939.93

Casi di carico a sestetti.

- Caso 27 :

Nome : Caso 38

Descr. : Rara VentoX 3

Tipo : Rara

punto maglia	sestetto	N [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	Tx [daN]	Ty [daN]
1	1	23686.3	28025	-10955732	-2245.89	0
1	2	23686.3	28025	-9000685	2245.89	0

Casi di carico a sestetti.

- Caso 28 :

Nome : Caso 39

Descr. : Rara VentoY 3

Tipo : Rara

punto maglia	sestetto	N [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	Tx [daN]	Ty [daN]
1	1	23686.3	-5457951	-9978208	0	8233.21
1	2	23686.3	5514000	-9978208	0	-8233.21

Casi di carico a sestetti.

- Caso 29 :

Nome : Caso 40

Descr. : Frequente 1

Tipo : Frequente

punto maglia	sestetto	N [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	Tx [daN]	Ty [daN]
1	1	22481.22	28025	-9141585	0	0

Casi di carico a sestetti.

- Caso 30 :

Nome : Caso 41

Descr. : Frequente 2

Tipo : Frequente

punto maglia	sestetto	N [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	Tx [daN]	Ty [daN]
1	1	22963.25	28025	-9476234	0	0

Casi di carico a sestetti.

- Caso 31 :

Nome : Caso 42

Descr. : Frequente VentoX 3

Tipo : Frequente

punto maglia	sestetto	N [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	Tx [daN]	Ty [daN]
1	1	22481.22	28025	-9337090	-449.18	0

1	2	22481.22	28025	-8946080	449.18	0
---	---	----------	-------	----------	--------	---

Casi di carico a sestetti.

- Caso 32 :

Nome : Caso 43

Descr. : Frequente Vento Y 3

Tipo : Frequente

punto maglia	sestetto	N [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	Tx [daN]	Ty [daN]
1	1	22481.22	-1069171	-9141585	0	1646.64
1	2	22481.22	1125220	-9141585	0	-1646.64

Casi di carico a sestetti.

- Caso 33 :

Nome : Caso 44

Descr. : Quasi Perm

Tipo : Quasi\_Perm

punto maglia	sestetto	N [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	Tx [daN]	Ty [daN]
1	1	22481.22	28025	-9141585	0	0

Casi di carico a sestetti.

### 8.3. VERIFICA STRUTTURALE PLINTO

Come indicato nei paragrafi precedenti, le verifiche strutturali delle strutture di fondazione in oggetto sono state condotte mediante l'ausilio del software IS PLINTI vers.20, importando direttamente le sollecitazioni dal modello tridimensionale agli elementi finiti.

Il plinto è armato con barre  $\varnothing 16/20$  cm sia superiormente che inferiormente e in entrambe le direzioni.

- **Analisi lungo X : - sezioni parallele al piano Y' - Z'**

- **Momenti:**

punto maglia	caso-sest	Msd [daN*cm]	Mrd pos. [daN*cm]	Mrd neg. [daN*cm]	Sez [cm]	Af sup [cm <sup>2</sup> ]	Af inf [cm <sup>2</sup> ]	FS	X sez [cm]
1-sx-tozzo	5-1	12034508	32969348	-32969348	700*150	68.36	68.36	2.7	-30
1-dx-tozzo	9-11	1827377	32969348	-32969348	700*150	68.36	68.36	18	30

verifica flessionale lungo X

- **Taglio:**

punto maglia	caso-sest	Vsd [daN]	Vrd [daN]	Vsd no rid [daN]	Vrd non rid. [daN]	Sez [cm]	Af sup [cm <sup>2</sup> ]	Af inf [cm <sup>2</sup> ]	FS	X sez [cm]
1-sx	5-1	-14466.55	316166.45	29429.47	4415842.08	700*150	68.36	68.36	21.9	-60
1-dx	9-11	43611.09	316166.45	24292.36	4415842.08	700*150	68.36	68.36	7.2	60

verifica a taglio lungo X

- **Analisi lungo Y : - sezioni parallele al piano X' - Z'**

**- Momenti:**

punto maglia	caso-sest	Msd [daN*cm]	Mrd pos. [daN*cm]	Mrd neg. [daN*cm]	Sez [cm]	Af sup [cm <sup>2</sup> ]	Af inf [cm <sup>2</sup> ]	FS	Y sez [cm]
l-sx-snello	8-1	8101796	28816498	-28816498	450*150	44.23	44.23	3.6	-92
l-dx-tozzo	8-2	11556065	21333108	-21333108	450*150	44.23	44.23	1.8	-20

verifica flessionale lungo Y

**- Taglio:**

punto maglia	caso-sest	Vsd [daN]	Vrd [daN]	Vsd no rid [daN]	Vrd no rid [daN]	Sez [cm]	Af sup [cm <sup>2</sup> ]	Af inf [cm <sup>2</sup> ]	FS	Y sez [cm]
l-sx	8-1	25981.43	203249.86	2454.38	2838755.62	450*150	44.23	44.23	7.8	-110
l-dx	8-2	-29646.15	203249.86	-10593.76	2838755.62	450*150	44.23	44.23	6.9	10

verifica a taglio lungo Y

**8.4. VERIFICA STRUTTURALE E GEOTECNICA MICROPALI**

Nel presente paragrafo si riportano le verifiche strutturali e geotecniche dei micropali di fondazione, caratterizzati da un diametro di perforazione pari a 250mm per una lunghezza di 12.0m, armati con un profilo tubolare  $\phi 168.3/12.5$ mm in acciaio S355.

**8.4.1. Sollecitazioni Massime e Minime in Testa ai Pali**

Le seguenti tabelle elencano i massimi valori di ciascun tipo di sollecitazione in testa al palo. La ricerca è effettuata fra tutti i pali dello stesso tipo e le condizioni di carico; le sollecitazioni sono espresse nel sistema di riferimento locale (in blu i valori minimi ed in verde i valori massimi).

Cosa	Caso-sest	punto maglia	ind palo	tipo plinto	N [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	Tx [daN]	Ty [daN]
My-	7-2	1	1	Ret 1	16170.41	58	-18972	224.21	21.61
N+	8-1	1	1	Ret 1	20755.6	18876	-12970	0	686.1
Ty+	8-1	1	12	Ret 1	9413.7	18876	-12970	0	2129.8
Ty- Mx-	8-2	1	1	Ret 1	13552.99	-20292	-12970	0	-686.1
Tx+	9-11	1	1	Ret 1	10988.51	1709	-14447	267.14	71.37
Tx-	9-22	1	1	Ret 1	13384.75	-2683	-2262	-267.14	-71.37
My+	9-29	1	1	Ret 1	13334.4	-2676	-2189	-267.14	-71.37
Mx+	21-1	1	12	Ret 1	6815.22	19001	-11553	0	686.1
N-	21-1	1	18	Ret 1	-4067.5	19001	-11553	0	686.1

massime sollecitazioni per il Tipo Palo n° 1

**8.4.2. Verifica strutturale micropalo**

Si riportano di seguito le verifiche a flessione e taglio del micropalo.

I micropali hanno un diametro di 250 mm gettati a gravità, con inserimento di armatura tubolare  $\phi 168.3$  mm di spessore 12.5 mm.

Diametro esterno nominale	D	168.30 [mm]
Spessore nominale	T	12.50 [mm]
Diametro interno nominale	d	143.30 [mm]

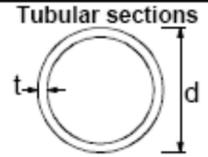
**CARATTERISTICHE MECCANICHE**

Area della sezione trasversale	A	61.2 [cm <sup>2</sup> ]
Momento d'inerzia	I	1868 [cm <sup>4</sup> ]
Raggio d'inerzia	i	5.53 [cm]
Modulo di resistenza elastico	W <sub>el,yy</sub>	222 [cm <sup>3</sup> ]
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse forte	W <sub>pl,yy</sub>	304 [cm <sup>3</sup> ]
Momento d'inerzia torsionale	I <sub>t</sub>	3737 [cm <sup>4</sup> ]
Modulo di torsione	C <sub>t</sub>	444 [cm <sup>3</sup> ]

**CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE**

Valore di snervamento dell'acciaio	f <sub>y</sub>	355 [MPa]
Coefficiente ε	ε	0.81 [-]
<b>Classificazione</b>		
Diametro	d	168.30 [mm]
Spessore	t	12.50 [mm]
Rapporto tra diametro e spessore	d/t	13.46 [-]
Classificazione della sezione		<b>CLASSE 1</b>

Tubular sections



Class	Section in bending and/or compression					
1	$d/t \leq 50\epsilon^2$					
2	$d/t \leq 70\epsilon^2$					
3	$d/t \leq 90\epsilon^2$					
NOTE For $d/t > 90\epsilon^2$ see EN 1993-1-6.						
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f <sub>y</sub>	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	ε <sup>2</sup>	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

**VERIFICA A TAGLIO**

Azione tagliante V <sub>ed</sub> =	2129.8	daN
Si procede al calcolo della resistenza a taglio V <sub>c,Rd</sub> .		
Area lorda A della sezione del profilo =	61.18	cm <sup>2</sup>
Area resistente a taglio A <sub>v</sub> =	38.95	cm <sup>2</sup>
Diametro esterno del tubolare =	168.30	mm
Spessore del tubolare =	12.50	mm
Modulo di resistenza plastico W <sub>pl</sub> =	304.07	cm <sup>3</sup>
Coefficiente di sicurezza per la resistenza γ <sub>m0</sub> =	1.05	
Tensione di snervamento f <sub>y,k</sub> dell'acciaio =	355	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a taglio V <sub>c,Rd</sub> di calcolo =	76030.16562	daN
La verifica a taglio risulta quindi soddisfatta.		
Il taglio di calcolo Ved è inferiore a metà della resistenza a taglio V <sub>c,rd</sub> .		

Se il taglio di calcolo V<sub>ed</sub> è inferiore a metà della resistenza di calcolo a taglio V<sub>c,Rd</sub>, si può trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione della sezione.

**VERIFICA A FLESSIONE MONOASSIALE**

Sezione di classe 1

Modulo resistente plastico della sezione $W_{pl}$ =	304.07	cm <sup>3</sup>
Resistenza a flessione retta $M_{c,Rd}$ della sezione =	10280.51	daNm
Momento flettente di calcolo $M_{Ed}$ =	203	daNm

La verifica a flessione risulta quindi soddisfatta.

**VERIFICA A PRESSOFLESSIONE**

Sforzo assiale di calcolo $N_{Ed}$ =	20755.6	daN
Resistenza plastica assiale $N_{pl,Rd}$ =	206855.20	daN
$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd}$ =	0.10	-
Resistenza convenzionale a flessione $M_{N,Rd}$ =	10074.21	daNm

La verifica a flessione risulta quindi soddisfatta.

**8.4.3. Verifiche SLU di collasso per carico limite nei riguardi del carico assiale**

Deve essere:

$$N_{ed} \leq R_{cd}$$

dove:

- $N_{ed}$  è il carico assiale di compressione assunto in progetto nelle verifiche allo SLU agente sul palo singolo;
- $R_{cd}$  la somma di tutti i contributi della Resistenza di progetto allo SLU per il palo singolo fornita dalla seguente espressione:

$$R_{cd} = R_{bd} + R_{sd} - W_p$$

Essendo:

- $R_{bd} = R_{bk} / \gamma_b$  la resistenza alla punta di progetto;
- $R_{sd} = R_{sk} / \gamma_s$  la resistenza laterale di progetto;
- $W_p$  il peso del palo alleggerito;
- $\gamma_b, \gamma_s$  coefficienti di sicurezza parziali;
- $R_{bk} = R_{b,cal} / \xi$  la resistenza alla punta caratteristica;
- $R_{sk} = R_{s,cal} / \xi$  la resistenza laterale caratteristica;
- $\xi$  coefficiente di riduzione che dipende dal numero di verticali indagate sulla base delle quali vengono determinati i parametri di resistenza del terreno.

I coefficienti parziali da applicare ai parametri geotecnici del terreno sono forniti dalla Tab. 6.2. II delle NTC2018:

**Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno**

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coazione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma_\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

I coefficienti parziali  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze caratteristiche sono forniti dalla Tab. 6.4.II delle NTC2018:

**Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali**

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	$\gamma_R$	(R3)	(R3)	(R3)
Base	$\gamma_b$	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	$\gamma$	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1,25	1,25	1,25

(\*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

I fattori di correlazione  $\xi$  sono stati dedotti dalla Tab. 6.4.IV in funzione del numero n di verticali d'indagine:

**Tab. 6.4.IV - Fattori di correlazione  $\xi$  per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate**

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$
$\xi_3$	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
$\xi_4$	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Per i tratti in progetto, il numero di verticali indagate è pari a 1, pertanto si assume  $\xi_3 = \xi_4 = 1.70$ .

$R_{b,cal}$  ed  $R_{s,cal}$  rappresentano le resistenze alla punta e laterale di calcolo del palo valutate con la seguenti espressioni:

- $R_{b,cal} = q_p A_p$  la resistenza alla punta
- $R_{s,cal} = \sum^n q_i A_i$  la resistenza laterale
- i è lo strato i-esimo attraversato dal palo ed n il numero totale degli strati.

Di seguito si riporta il dettaglio delle verifiche eseguite per il calcolo della capacità portante dei micropali di fondazione dei portali in oggetto.

Per quanto riguarda la valutazione della capacità portante verticale dei micropali si impiega il metodo di Bustamante–Doix che correla le  $\tau$  di aderenza malta-terreno alle SPT (prove in sito).

Il calcolo, come descritto nei paragrafi precedenti, è condotto utilizzando i parametri attualmente disponibili per i siti di installazione dei portali in progetto e più cautelativi per il dimensionamento delle opere stesse, che risultano essere quelli relativi al PMV alla pk 0+278.

**1. CAPACITA' PORTANTE DEI MICROPALI:**

Per quanto riguarda la valutazione della capacità portante verticale dei micropali si impiega il metodo di Bustamante–Doix che correla le  $\tau$  di aderenza malta-terreno alle SPT (prove in sito).

	h strato (m)	$\tau$ (kPa)	$\alpha$	Nq	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi$ (°)
Rilevato	1	75	1	0	19	38
Bonifica	1.5	75	1	0	19	36
Argilla limoso sabbiosa	8.5	50	1	0	19	0
Limo argilloso	0.5	150	1	0	9	0
Limo argilloso	0.5	150	1	0	9	0
Limo argilloso	0.5	150	1	0	9	0
Limo argilloso	0.5	150	1	0	9	0
Limo argilloso	2	150	1	0	9	0

Lunghezza del palo =	15	m
Diametro del palo =	0.25	m
Coefficiente $\gamma$ carichi permanenti =	1.3	---
Peso proprio del palo =	23.93	KN
Portata ultima laterale =	952.30	KN
Portata ultima di base =	0.00	KN

**2. COEFFICIENTI PARZIALI:**

Si fa riferimento alla tabella 6.4. Il per i coefficienti parziali  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze caratteristiche.

		Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
Resistenza	Simbolo $\gamma_R$	R3	R3	R3
Base	$\gamma_b$	1.15	1.35	1.3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1.15	1.15	1.15
Totale	$\gamma$	1.15	1.3	1.25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1.25	1.25	1.25

Fattore di correlazione  $\xi$  in funzione del numero di verticali indagate = 1.7

**3. VALUTAZIONE DELLA PORTATA ULTIMA:**

Approccio 2: A1 + M1 + R3

Sforzo normale massimo a compressione =	207.56	KN
Sforzo normale massimo a trazione =	40.68	KN
Portata ultima $Q_u$ a compressione =	463.18	KN
Fattore di sicurezza =	2.23	>1 Verifica soddisfatta
Portata ultima $Q_u$ a trazione =	448.14	KN
Fattore di sicurezza =	11.02	>1 Verifica soddisfatta

**8.4.4. Verifiche SLU di collasso per carico limite nei riguardi del carico trasversale**

Deve essere:

$$F_{trd} \leq R_{tr,d}$$

Dove:

- $F_{tra}$  è il carico orizzontale di progetto nelle verifiche allo SLU agente sul palo singolo;
- $R_{tr,d}$  è la Resistenza di progetto ai carichi orizzontali allo SLU per il palo singolo fornita dalla seguente espressione:

$$R_{tr,d} = R_{tr,k} / \gamma_T$$

$\gamma_T$  la resistenza caratteristica ai carichi orizzontali;  
coefficiente di sicurezza parziale;

$$R_{tr,k} = R_{tr,cal} / \xi$$

$\xi$  la resistenza caratteristica;  
coefficiente di riduzione che dipende dal numero di verticali indagate sulla base delle quali vengono determinati i parametri di resistenza del terreno.

Il coefficiente parziale  $\gamma_T$  da applicare alle resistenze caratteristiche è fornito dalla Tab. 6.4.VI delle NTC2018:

Tab. 6.4.VI - Coefficiente parziale  $\gamma_T$  per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

Coefficiente parziale (R3)
$\gamma_T = 1,3$

$R_{tr,cal}$  rappresenta la resistenza di calcolo del palo ai carichi orizzontali  $H_{lim}$  valutata in accordo alla teoria proposta da Broms (1984).

Le ipotesi assunte da Broms sono le seguenti:

- Terreno omogeneo;
- Comportamento dell'interfaccia palo-terreno di tipo rigido-perfettamente plastico;
- La forma del palo è ininfluyente e l'interazione palo-terreno è determinata solo dalla dimensione caratteristica  $D$  della sezione del palo (il diametro per sezioni circolari, il lato per sezioni quadrate, etc.) misurata normalmente alla direzione del movimento;
- Il palo ha comportamento rigido-perfettamente plastico, cioè si considerano trascurabili le deformazioni elastiche del palo.

Questa ultima ipotesi comporta che il palo abbia solo moti rigidi finché non si raggiunge il momento di plasticizzazione  $M_y$  del palo. A questo punto si ha la formazione di una cerniera plastica in cui la rotazione continua indefinitamente con momento costante.

Per individuare il tipo di meccanismo di rottura del palo, è necessario verificare che il momento massimo cui si attinge nel palo in ipotesi di *palo corto* sia inferiore al Momento di plasticizzazione; se non è verificata la disuguaglianza si è in condizione di *palo lungo*.

Nel caso di *palo corto* a rotazione in testa impedita, il valore del carico limite è di seguito riportato:

$$H_{lim} = 1.5 D \gamma L^2 K_p$$

essendo:

- $k_p$  il coefficiente di spinta passiva
- $L$  la lunghezza del palo di fondazione;
- $D$  diametro del palo;
- $\gamma$  il peso di volume del terreno, nel caso in cui il terreno sia sotto falda si assume  $\gamma'$ .

Il momento massimo è pari a:

$$M_{max} = 2/3 H_{lim} L$$

Nel caso risulti  $M_{max} > M_y$ , allora  $H_{lim}$  potrà essere calcolato tramite la seguente uguaglianza (palo lungo):

$$\frac{H}{k_p \gamma d^3} = \sqrt[3]{\left(3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4}\right)^2}$$

Di seguito si riporta il dettaglio delle verifiche eseguite per il calcolo della resistenza laterale limite dei micropali di fondazione dei portali in oggetto.

#### 4. VERIFICA CARICO LIMITE ORIZZONTALE:

Pali a rotazione in testa impedita, terreni incoerenti

Lunghezza del palo =	15	m
Diametro del palo =	0.25	m
Momento resistente ultimo micropalo $M_y$ =	100.74	kNm
Angolo attrito $\phi$ del terreno =	36	°
Inclinazione pendio $\omega$ =	34	°
Coefficiente di spinta passiva $k_p$ =	1.56	---
Peso specifico $\gamma$ del terreno =	9	kN/m <sup>3</sup>

##### Hu con meccanismo di palo corto

$H_u$ =	1183.85	kN
$M_{max}$ =	11838.49	kNm

##### Hu con meccanismo di palo lungo

$H_u$ =	78.35	kN
$M_y$ =	100.74	kNm

##### Meccanismo di resistenza

palo lungo

$H_u$ =	78.35	kN
Coefficiente parziale (R3) di sicurezza $\gamma_r$ =	1.3	---
Fattore di correlazione $\xi$ (verticali indagate) =	1.70	---
Carico limite orizzontale di progetto $H_u$ =	35.45	kN
Carico orizzontale massimo agente $H_{Ed}$ =	21.30	kN
Fattore di sicurezza =	1.66	>1 Verifica soddisfatta

## 9. TORRE FARO H = 40M

La torre faro ha un'altezza complessiva di 40 metri costituita da quattro tubolari a sezione variabile da 75 cm di diametro esterno alla base e di 37 cm in sommità. Lo spessore della superficie laterale della sezione tubolare varia da 6 a 5 millimetri al crescere della quota. Il carico applicato alla quota di 40 metri è di 500 kg valutato sulla base del numero di proiettori. Di seguito si riportano le azioni agenti in fondazione derivanti dai carichi permanenti e variabili da vento.

Unita' di misura:

cm ; radianti ; daN ; daNcm

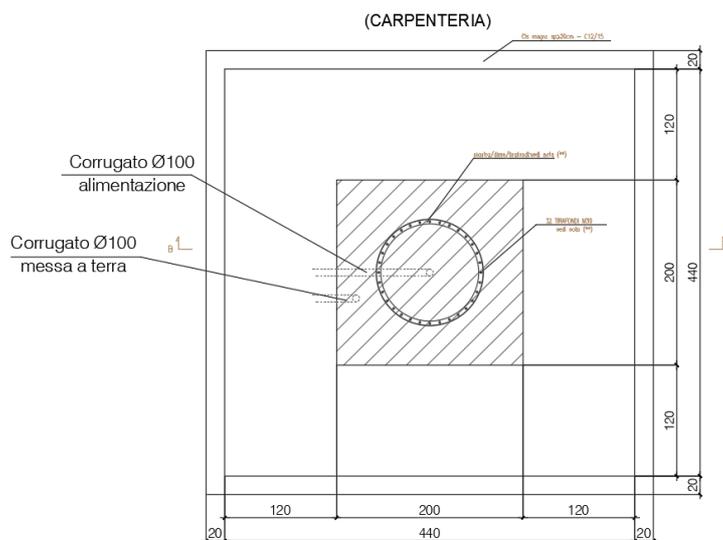
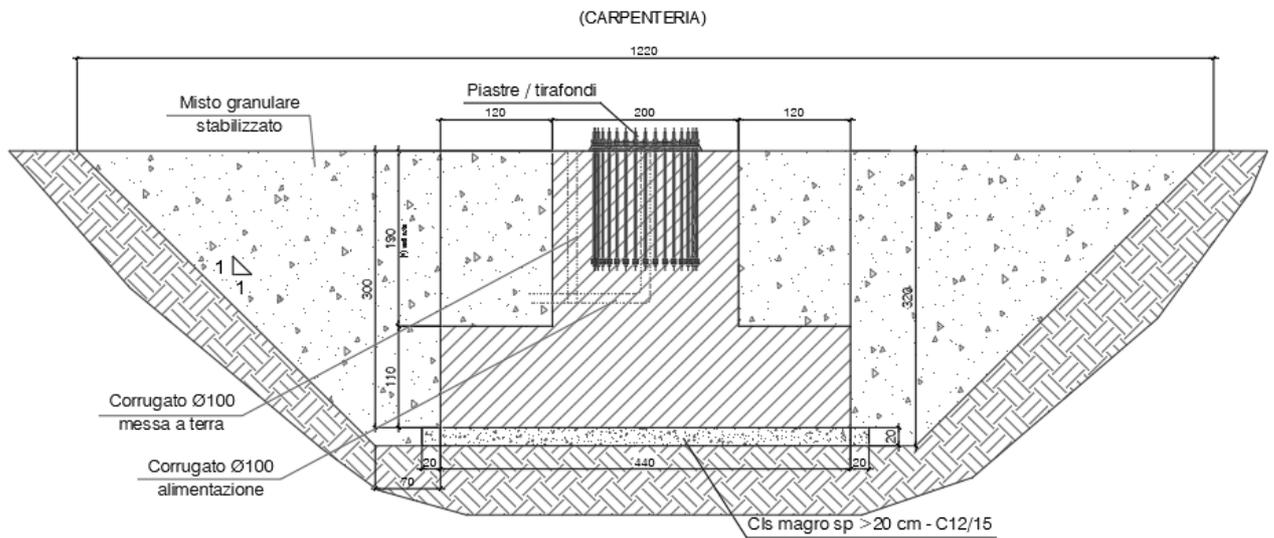
Casi di carico:

nome	descrizione
1	SLU
2	SLU VENTOX
3	SLU VENTYO
4	SISMAX SLU
5	SISMAY SLU
6	SLU con SISMAX PRINC
7	SLU con SISMAY PRINC
8	SLD con SISMAX PRINC
9	SLD con SISMAY PRINC
10	SLUEqu
11	SLUEqu VENTOX
12	SLUEqu VENTYO
13	Rara
14	Rara VentoX
15	Rara VentoY
16	Frequente
17	Frequente VentoX
18	Frequente VentoY
19	Quasi Perm

caso	nodo iniziale	nodo finale	ascissa [cm]	sezione	N [daN]	Ty [daN]	Tz [daN]	Mx [daNcm]	My [daNcm]	Mz [daNcm]	
	2	1	2	0	1	-4724.52	4275.01	0	0	0	-8568966 Nr-
	4	1	2	0	1	0	-102.06	0	0	0	180296.6 Nr+
	11	1	2	0	1	-3501.59	-4275.01	0	0	0	8531155 Ty-
	2	1	2	0	1	-4724.52	4275.01	0	0	0	-8568966 Ty+
	3	1	2	0	1	-4724.52	0	-4275.01	0.1	-8550028	-18933.6 Tz-
	3	1	2	0	1	-4724.52	0	4275.01	-0.1	8550028	-18933.6 Tz+
	9	1	2	0	1	-3557.32	32.12	-107.04	-929.6	-189154	-69380.5 Mt-
	9	1	2	0	1	-3557.32	32.12	107.04	929.6	189153.5	-69380.5 Mt+
	3	1	2	0	1	-4724.52	0	-4275.01	0.1	-8550028	-18933.6 My-
	3	1	2	0	1	-4724.52	0	4275.01	-0.1	8550028	-18933.6 My+
	2	1	2	0	1	-4724.52	4275.01	0	0	0	-8568966 Mz-
	11	1	2	0	1	-3501.59	-4275.01	0	0	0	8531155 Mz+

*Sollecitazioni alla base per torre faro da 40m*

Le caratteristiche geometriche del plinto di fondazione sono le seguenti: Plinto a sezione quadrata di lato minore in sommità pari a 2,00 metri con altezza pari a 1,90 metri e sezione inferiore quadrata di lato 4,40 metri e altezza 1,20 metri. (compreso magrone 10 cm).



### 9.1. VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE E SCORRIMENTO DELLA FONDAZIONE

Viene di seguito riportata la verifica di capacità portante delle fondazioni in c.a.

Il calcolo della capacità portante viene eseguito secondo la formula trinomia, considerando separatamente i contributi dovuti alla coesione, al sovraccarico laterale ed al peso del terreno. Le verifiche sono state svolte secondo NTC 2018 applicando l'approccio 2.

punto maglia	ind str	caso-sest	area [cm <sup>2</sup> ]	area [cm]	q app [daN/cm <sup>2</sup> ]	qlim dr [daN/cm <sup>2</sup> ]	qlim n dr [daN/cm <sup>2</sup> ]	FS	*	caso-sest	H app [daN]	H lim [daN]	FS
1	1	2-1	230400	166432.87	0.86	1.87	- - -	2.18	*	2-1	4275.01	44161	10.33

Capacità portante e scorrimento dei singoli punti maglia.

La verifica a capacità portante e scorrimento è pertanto soddisfatta.

## 9.2. VERIFICA A RIBALTAMENTO DELLA FONDAZIONE

Di seguito viene riportata la verifica nella situazione più gravosa allo Stato Limite Ultimo come richiesto dalle NTC 2018 (EQU+M2)).

punto maglia	caso- sest	M stab [daN*cm]	M rib [daN*cm]	FS plinto	*	caso- sest	M stab [daN*cm]	M rib [daN*cm]	FS pli+mgr
1	9-1	19457590	9402536	2.07	*	9-1	23714782	9488036	2.50

Momenti stabilizzanti e ribaltanti dei singoli punti maglia.

La verifica a ribaltamento è pertanto soddisfatta.

## 10. PALO ILLUMINAZIONE H = 10M

Il palo di illuminazione ha un'altezza complessiva di 10 metri costituita da due tubolari a sezione variabile da 16 cm di diametro esterno alla base e di 10 cm in sommità. Lo spessore della superficie laterale della sezione tubolare è costante di 4 millimetri. Il carico applicato alla quota di 10 metri è di 7,5 kg valutato sulla base di schede tecniche fornite. Il carico verticale ha un'eccentricità dovuta al braccio di supporto del corpo illuminante pari a 1,5 metri. Di seguito si riportano le azioni agenti in fondazione derivanti dai carichi permanenti e variabili da vento.

Unita' di misura:

cm ; radianti ; daN ; daNcm

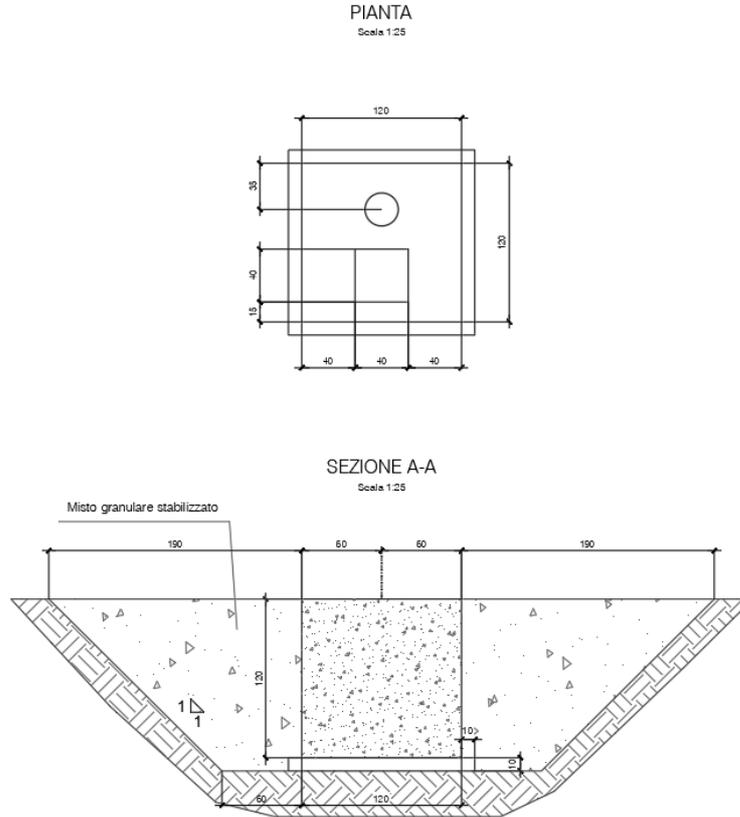
Casi di carico:

nome	descrizione
1	SLU
2	SLU VENTOX
3	SLU VENTOY
4	SISMAX SLU
5	SISMAY SLU
6	SLU con SISMAX PRINC
7	SLU con SISMAY PRINC
8	SLD con SISMAX PRINC
9	SLD con SISMAY PRINC
10	SLUEqu
11	SLUEqu VENTOX
12	SLUEqu VENTOY
13	Rara
14	Rara VentoX
15	Rara VentoY
16	Frequente
17	Frequente VentoX
18	Frequente VentoY
19	Quasi Perm

caso	nodo iniziale	ascissa [cm]	sezione	N [daN]	Ty [daN]	Tz [daN]	Mx [daNcm]	My [daNcm]	Mz [daNcm]	
	1	3	0	1	-187.91	0	0	0	0	-2639.7 Nr-
	4	3	0	1	0	8.63	0	0	0	-6901.5 Nr+
	11	3	0	1	-133.55	-157.5	0	0	0	76403.3 Ty-
	2	3	0	1	-187.91	157.5	0	0	0	-81389.7 Ty+
	3	3	0	1	-187.91	0	-181.12	1771.9	-102375	-2639.7 Tz-
	3	3	0	1	-187.91	0	181.12	-1771.9	102375	-2639.7 Tz+
	3	3	0	1	-187.91	0	181.12	-1771.9	102375	-2639.7 Mt-
	3	3	0	1	-187.91	0	-181.12	1771.9	-102375	-2639.7 Mt+
	3	3	0	1	-187.91	0	-181.12	1771.9	-102375	-2639.7 My-
	3	3	0	1	-187.91	0	181.12	-1771.9	102375	-2639.7 My+
	2	3	0	1	-187.91	157.5	0	0	0	-81389.7 Mz-
	11	3	0	1	-133.55	-157.5	0	0	0	76403.3 Mz+

*Sollecitazioni alla base del palo di illuminazione da 10m*

Le caratteristiche geometriche del plinto di fondazione sono le seguenti: Plinto a sezione quadrata di lato 1,20 metri con altezza pari a 1,30 metri (compreso magrone 10 cm).



### 10.1. VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE E SCORRIMENTO DELLA FONDAZIONE

Viene di seguito riportata la verifica di capacità portante delle fondazioni in c.a.

Il calcolo della capacità portante viene eseguito secondo la formula trinomia, considerando separatamente i contributi dovuti alla coesione, al sovraccarico laterale ed al peso del terreno. Le verifiche sono state svolte secondo NTC 2018 applicando l'approccio 2.

punto maglia	ind str	caso- sest	area [cm <sup>2</sup> ]	area [cm]	q app [daN/cm <sup>2</sup> ]	qlim dr [daN/cm <sup>2</sup> ]	qlim n dr [daN/cm <sup>2</sup> ]	FS	*	caso- sest	H app [daN]	H lim [daN]	FS
1	1	3-1	19600	14043.24	0.46	0.59	- - -	1.29	*	3-1	181.12	2003.59	11.06

Capacità portante e scorrimento dei singoli punti maglia.

La verifica a capacità portante e scorrimento è pertanto soddisfatta.

## 10.2. VERIFICA A RIBALTAMENTO DELLA FONDAZIONE

Di seguito viene riportata la verifica nella situazione più gravosa allo Stato Limite Ultimo come richiesto dalle NTC 2018 (EQU+M2)).

punto maglia	caso- sest	M stab [daN*cm]	M rib [daN*cm]	FS plinto	*	caso- sest	M stab [daN*cm]	M rib [daN*cm]	FS pli+mgr
1	10-1	241293	124110	1.94	*	10-1	312379	125921	2.48

Momenti stabilizzanti e ribaltanti dei singoli punti maglia.

La verifica a ribaltamento è pertanto soddisfatta.

## 11. PALO TVCC H = 15M

Il palo di supporto al TVCC ha un'altezza complessiva di 15 metri costituita da due tubolari a sezione variabile da 60 cm di diametro esterno alla base e di 47 cm in sommità. Lo spessore della superficie laterale della sezione tubolare è costante variabile da 8 millimetri alla base a 6 millimetri in sommità. Il carico applicato alla quota di 15 metri è di 60 kg valutato sulla base di schede tecniche fornite. Al carico verticale è stata applicata un'eccentricità a favore di sicurezza pari a 80 cm. Di seguito si riportano le azioni agenti in fondazione derivanti dai carichi permanenti e variabili da vento.

Unita' di misura:

cm ; radianti ; daN ; daNcm

Casi di carico:

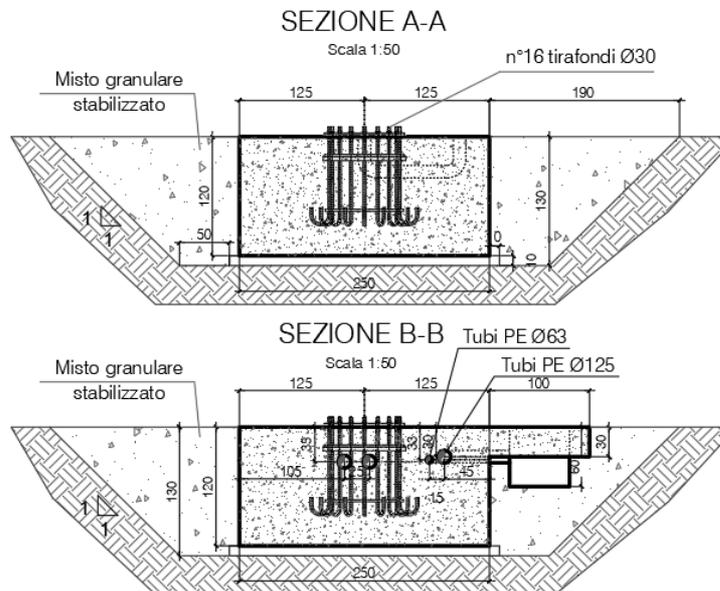
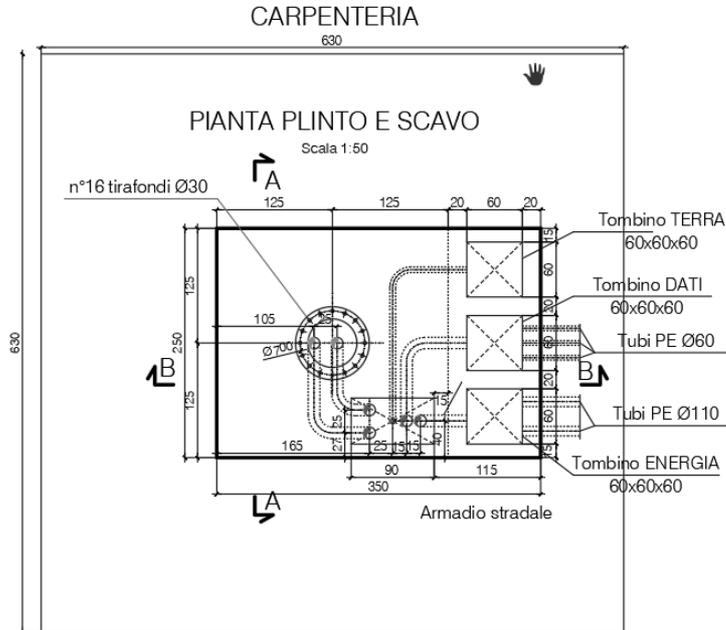
nome	descrizione
1	SLU
2	SLU VENTOX
3	SLU VENTOY
4	SISMAX SLU
5	SISMAY SLU
6	SLU con SISMAX PRINC
7	SLU con SISMAY PRINC
8	SLD con SISMAX PRINC
9	SLD con SISMAY PRINC
10	SLUEqu
11	SLUEqu VENTOX
12	SLUEqu VENTOY
13	Rara
14	Rara VentoX
15	Rara VentoY
16	Frequente
17	Frequente VentoX
18	Frequente VentoY
19	Quasi Perm

nodo iniziale	ascissa [cm]	sezione	N [daN]	Ty [daN]	Tz [daN]	Mx [daNcm]	My [daNcm]	Mz [daNcm]	
1	0	1	-1832.65	1282.5	0	0	0	0	-969075 Nr-
1	0	1	0	-172.55	0	0	0	0	192973.5 Nr+
1	0	1	-1832.65	-1282.5	0	0	0	0	954675 Ty-
1	0	1	-1832.65	1282.5	0	0	0	0	-969075 Ty+
1	0	1	-1832.65	0	-1282.5	0	-961875	-7200	Tz-
1	0	1	-1832.65	0	1282.5	0	961875	-7200	Tz+
1	0	1	-1400.5	256.21	181	-3237.1	202421.8	-150728	Mt-
1	0	1	-1400.5	-147.61	-181	3237.1	-202422	19670.2	Mt+
1	0	1	-1832.65	0	-1282.5	0	-961875	-7200	My-
1	0	1	-1832.65	0	1282.5	0	961875	-7200	My+
1	0	1	-1832.65	1282.5	0	0	0	0	-969075 Mz-
1	0	1	-1296.45	-1282.5	0	0	0	0	954675 Mz+

*Sollecitazioni alla base del palo TVCC da 15m*

Le caratteristiche geometriche del plinto di fondazione sono le seguenti: Plinto a sezione quadrata di lato 2,50 m con altezza pari a 1,30 m (compreso magrone 10 cm).

FONDAZIONE DIRETTA PER PALI TVCC H= 15 m



### 11.1. VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE E SCORRIMENTO DELLA FONDAZIONE

Viene di seguito riportata la verifica di capacità portante delle fondazioni in c.a.

Il calcolo della capacità portante viene eseguito secondo la formula trinomia, considerando separatamente i contributi dovuti alla coesione, al sovraccarico laterale ed al peso del terreno. Le verifiche sono state svolte secondo NTC 2018 applicando l'approccio 2.

punto maglia	ind str	caso- sest	area [cm <sup>2</sup> ]	area [cm]	q app [daN/cm <sup>2</sup> ]	qlim dr [daN/cm <sup>2</sup> ]	qlim n dr [daN/cm <sup>2</sup> ]	FS	*	caso- sest	H app [daN]	H lim [daN]	FS
1	1	2-1	72900	55430.55	0.63	1.71	- - -	2.69	*	3-1	1282.5	11182	8.72

Capacità portante e scorrimento dei singoli punti maglia.

La verifica a capacità portante e scorrimento è pertanto soddisfatta.

## 11.2. VERIFICA A RIBALTAMENTO DELLA FONDAZIONE

Di seguito viene riportata la verifica nella situazione più gravosa allo Stato Limite Ultimo come richiesto dalle NTC 2018 (EQU+M2).

punto maglia	caso- sest	M stab [daN*cm]	M rib [daN*cm]	FS plinto	*	caso- sest	M stab [daN*cm]	M rib [daN*cm]	FS pli+mgr
1	9-1	2836694	1122975	2.53	*	9-1	3285064	1135800	2.89

Momenti stabilizzanti e ribaltanti dei singoli punti maglia.

La verifica a ribaltamento è pertanto soddisfatta.