

Regione Campania

Provincia di Avellino



COMUNE DI LACEDONIA



COMUNE DI AQUILONIA



COMUNE DI MONTEVERDE



**PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DI UN IMPIANTO EOLICO ED OPERE CONNESSE, COMPOSTO DA 10 AEROGENERATORI DELLA POTENZA DI 6.2 MW, PER UNA POTENZA COMPLESSIVA DI 62 MW SITO NEI COMUNI DI LACEDONIA (AV), MONTEVERDE (AV) E AQUILONIA (AV) E DA UN SISTEMA DI ACCUMULO ELETTROCHIMICO DA 18.6 MW SITO NEL COMUNE DI LACEDONIA**

# CALCOLI PRELIMINARI DELLE STRUTTURE

RELAZIONE

## A32 - 1.3

### PROPONENTE:

**SKI 20 s.r.l.**  
via Caradosso n.9  
Milano 20123  
P.Iva 12128910960



### PROGETTO E SIA:

#### Progettista:

ing. Carlo RUSSO  
Ordine Ing. della provincia di Avellino n. 1719  
Via P.S. Mancini n. 77  
83044 - Bisaccia (AV)  
tel. +39 08271948030 cell. +39 3497834211  
pec: carlo.russo@ingegneriavellino.it

### TIMBRI:



EM./REV.	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO	DESCRIZIONE
01	Luglio 2023	Ing. Carlo Russo	Ing. Carlo Russo	Ing. Carlo Russo	Progetto Definitivo

## INDICE

1. PREMESSA .....	2
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	2
3. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO .....	2
4. DESCRIZIONE DELLE OPERE STRUTTURALI.....	2
4.1. TIPOLOGIA OPERE .....	2
4.2. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DELL'AREA.....	2
4.3. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DELL'AREA.....	4
4.4. MATERIALI IMPIEGATE E RESISTENZE DI CALCOLO.....	6
5. DIMENSIONAMENTO FONDAZIONI TORRI EOLICHE.....	8
5.1. DESCRIZIONE GEOMETRICA.....	8
5.2. METODI DI ANALISI .....	11
5.3. CEDIMENTI .....	15
5.4. AZIONI SULLA STRUTTURA.....	16
5.5. VERIFICHE DI SICUREZZA.....	19
5.6. COMBINAZIONE DI CARICO .....	21
5.7. ANALISI DEI CARICHI .....	23
5.8. SISTEMI DI RIFERIMENTO .....	24
5.9. PLINTO DI FONDAZIONE .....	26
5.10. PALI FONDAZIONE.....	29

## **1. PREMESSA**

Scopo del presente documento è quello di fornire indicazioni sul dimensionamento delle strutture finalizzato all'ottenimento dei permessi necessari alla costruzione ed esercizio dell'impianto eolico da realizzarsi nei Comuni di Lacedonia, Aquilonia e Monteverde (AV), collegato alla Rete Elettrica Nazionale mediante connessione con a una Stazione Elettrica di Utenza a 36 kV, ubicata nel Comune di Lacedonia (AV). Le strutture oggetto di intervento sono costituite da:

- n° 10 aerogeneratori SIEMENS – GAMESA SG 6.0-170 – 6,2 MW, tipo tripala diametro 170 m altezza misurata al mozzo 135 m, altezza massima 220 m.

## **2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

Le fasi di analisi e verifica delle strutture saranno condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative:

- *Legge 5 novembre 1971 n. 1086 (G. U. 21 dicembre 1971 n. 321) "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica"*
- *Legge 2 febbraio 1974 n. 64 (G. U. 21 marzo 1974 n. 76) "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche" Indicazioni progettive per le nuove costruzioni in zone sismiche a cura del Ministero per la Ricerca scientifica - Roma 1981*
- *D.M. Infrastrutture e Trasporti 17/01/2018 (G.U. 20/02/2018 n. 42 - Suppl. Ord. n. 8) "Aggiornamento delle Norme tecniche per le Costruzioni"*
- *Circolare 21 gennaio 2019 n. 7 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (G.U. 11 febbraio 2019 n. 35 – Suppl. Ord.) "Istruzioni per l'applicazione delle 'Norme Tecniche delle Costruzioni' di cui al D.M. 17/01/2018".*

## **3. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO**

Si riporta, di seguito, l'elenco documenti di riferimento per la presente relazione:

- Relazione tecnica;
- Relazione geologica;
- Relazione geotecnica e sulle indagini geotecniche;
- Elaborati grafici Strutturali.

## **4. DESCRIZIONE DELLE OPERE STRUTTURALI**

### **4.1. TIPOLOGIA OPERE**

Nel presente elaborato verranno analizzate le fondazioni torri per l'impianto eolico

### **4.2. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DELL'AREA**

Dalle conoscenze pregresse e dal modello geologico risultante dell'area di studio si è proceduto ad analizzare una serie di indagini eseguite nel corso degli anni in aree limitrofe al sito in esame e su terreni con caratteristiche simili.

In particolare sono state prese in considerazione sia sondaggi geognostici che prove geotecniche di

laboratorio eseguite su campioni indisturbati prelevati negli stessi sondaggi.

Di seguito si riporta la tabella con i parametri geotecnici medi rappresentativi.

<b>TABELLA PARAMETRI GEOTECNICI DEI TERRENI PRESENTI NEL SOTTOSUOLO</b>						
<b>Prof. della Falda -2.00 metri dal p.c.</b>						
Profondità dal piano campagna Da (m) a (m)	Unità Litotecnica	Peso di volume naturale	Angolo di attrito di picco	Coesione drenata	Coesione non drenata	Modulo edometrico Kg/cm <sup>2</sup>
(m)	(litologia)	g/cm <sup>3</sup>	(°)	Kg/cm <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>
0.00 6.00/8.00	Materiale di colore beige avana a granulometria limoso argillosa con presenza di inclusi litici arenacei. Materiale poco consistente.	1.80	15	0.15	0.80	25
6.00/8.00 15.00	Materiale di colore grigiastro a granulometria argilloso limosa mediamente consistente.	2.00	19	0.25	2.00	50
15.00 30.00	Materiale di colore grigiastro a granulometria argilloso limosa molto consistente a tratti scaglioso.	2.10	20	0.35	3.50	70

#### 4.3. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DELL'AREA

Per quanto concerne la classificazione sismica nazionale per ambito comunale, le norme per le costruzioni in zona sismica (Ordinanza del O.P.C.M. 3274 e Decreto 14 settembre 2005), avevano suddiviso il territorio nazionale in zone sismiche, ciascuna contrassegnata da un diverso valore del parametro  $a_g$  (accelerazione orizzontale massima convenzionale su suolo di categoria A). I valori convenzionali di  $a_g$ , espressi come frazione dell'accelerazione di gravità  $g$ , da adottare in ciascuna delle zone sismiche del territorio nazionale erano riferiti ad una probabilità di superamento del 10% in 50 anni ed assumono i valori riportati nella Tabella che segue:

Zona	Valore di $a_g$
1	0.35 g
2	0.25 g
3	0.15 g
4	0.05 g

I comuni di Lacedonia, Aquilonia e Monteverde con D.G.R. n. 1626 del 15/09/2009 che approvò l'aggiornamento della classifica sismica, vennero classificati di **categoria 1**.

Con l'entrata in vigore del D.M. 17/01/2018 e ancor prima del D.M. 14/01/2008, la stima della pericolosità sismica viene definita mediante un approccio "sito dipendente" e non più tramite un criterio "zona dipendente". Quindi per la stima della pericolosità sismica di base, si determinano le coordinate geografiche del sito di interesse, si sceglie la maglia di riferimento, e si ricavano i valori dei parametri spettrali come media pesata dei valori corrispondenti ai vertici della maglia (forniti in allegato al D.M. 17.01.2018), moltiplicati per le distanze dal punto.

Le nuove Norme Tecniche per le costruzioni del 2008 forniscono, per l'intero territorio nazionale, i parametri da utilizzare per il calcolo dell'azione sismica. Tali parametri sono forniti in corrispondenza dei nodi, posti ad una distanza massima di 10 km, all'interno di un reticolo che copre l'intero territorio nazionale. I valori forniti di  $a_g$ ,  $T_r$ ,  $F_0$  e  $T_c$  da utilizzare per la risposta sismica del sito sono riferiti al substrato, inteso come litotipo con  $V_s > 800$  m/s.

Tale griglia è costituita da 10.751 nodi (distanziati di non più di 10 km) e copre l'intero territorio nazionale ad esclusione delle isole (tranne Sicilia, Ischia, Procida e Capri) dove, con metodologia e convenzioni analoghe vengono forniti parametri spettrali costanti per tutto il territorio (tabella 2 nell'allegato B del D.M. 14 gennaio 2008).



**Valori di pericolosità sismica del territorio nazionale**

(riferimento: Ordinanza PCM del 28 aprile 2006 n.3519, All.1b)

espressi in termini di accelerazione massima del suolo

con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni

riferita a suoli rigidi ( $V_{s30} > 800$  m/s; cat.A, punto 3.2.1 del D.M. 14.09.2005)

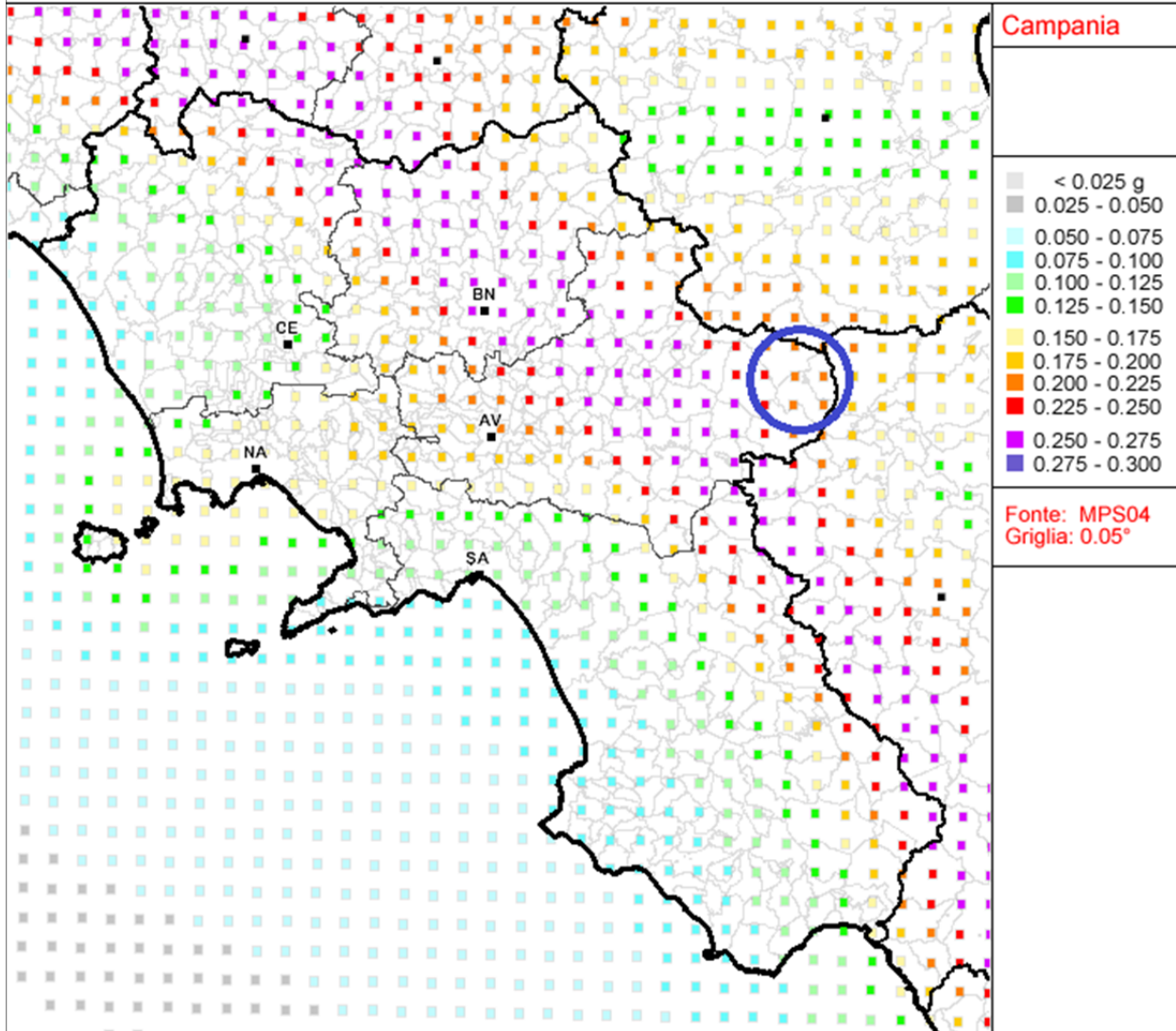


Figura 1 – Mappa di pericolosità sismica e relativa legenda per i Comuni di Lacedonia, Aquilonia e Monteverde

Secondo le mappe di pericolosità sismica del territorio nazionale, per il sito in esame l'accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico  $a_g$  per il comune di Savignano Irpino varia tra 0.200 e 0.225 g e tra 0.200 e 0.275 g per il comune di Ariano Irpino (g espressa in termini di accelerazione massima del suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni, riferita a suoli rigidi) - ( $V_{s30} > 800$  m/s; cat. A, punto 3.2.1 del D.M. 14.09.2005).

La disaggregazione dei valori di  $a_g$  con la medesima probabilità di eccedenza mostra come il contributo percentualmente maggiore alla pericolosità sismica di base nella parte centrale del territorio interessato dalla realizzazione dell'impianto eolico e delle opere connesse sia determinato da sismi con **magnitudo massima pari a 6.010** con epicentri individuati ad una distanza media maggiore di 12 km.

L'azione sismica sulle costruzioni viene dunque valutata a partire dalla "pericolosità sismica di base", in condizioni ideali di sito di riferimento rigido, con superficie topografica orizzontale (categoria A nelle NTC). La "pericolosità sismica di base" costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche. Come anzi detto, essa, in un generico sito viene descritta in termini di valori di accelerazione orizzontale massima  $a_g$  e dei parametri che permettono di definire gli spettri di risposta ai sensi delle NTC, nelle condizioni di sito di riferimento rigido orizzontale, sopra definito, in corrispondenza dei punti di un reticolo (reticolo di riferimento) i cui nodi sono sufficientemente vicini fra loro, per diverse probabilità di superamento in 50 anni e/o diversi periodi di ritorno TR ricadenti in un intervallo di riferimento compreso almeno tra 30 e 2475 anni, estremi inclusi.

L'azione sismica così individuata viene successivamente variata, nei modi precisati dalle NTC, per tener conto delle modifiche prodotte dalle condizioni locali stratigrafiche del sottosuolo effettivamente presente nel sito di costruzione e dalla morfologia della superficie. Tali modifiche caratterizzano la risposta sismica locale.

In particolare, per la caratterizzazione sismica dell'area interessata dalle opere a farsi sono state prese in considerazione alcune indagini sismiche eseguite in aree prospicienti il sito in esame. Dall'analisi delle indagini è emerso che i terreni appartengono alle **categorie di sottosuolo sismico:**

**B** – *Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.

**C** – *Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti* con profondità del substrato superiori a 30m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 e 360 m/s.

Inoltre l'area sede del progetto in esame è caratterizzata da valori di inclinazione media  $\leq$  di 15°. Pertanto, il coefficiente topografico da adottare è quello relativo alla categoria T1.

#### **4.4. MATERIALI IMPIEGATI E RESISTENZE DI CALCOLO**

##### **4.4.1. CALCESTRUZZO**

Il calcestruzzo della piastra di fondazione sarà in classe C32/40 ( $R_{ck} \geq 40$  N/mm<sup>2</sup>) e, nella la zona centrale, in classe di resistenza C45/55 ( $R_{ck} \geq 55$  N/mm<sup>2</sup>), mentre per i pali di fondazione si utilizzerà un calcestruzzo in classe C25/30 ( $R_{ck} \geq 30$  N/mm<sup>2</sup>).

Per ciascuna tipologia di calcestruzzo si riportano, di seguito, le rispettive caratteristiche meccaniche:

#### **Calcestruzzo classe C32/40 ( $R_{ck} \geq 40 \text{ N/mm}^2$ )**

- Resistenza cilindrica a compressione  $R_{ck} = 400 \text{ daN/cm}^2$ ;
- Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo  $\gamma_c = 1,5$
- Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata  $\alpha_{cc} = 0,85$ ;
- Resistenza di calcolo a compressione  $f_{cd} = f_{ck} \times \alpha_{cc} / \gamma_c = 188,10 \text{ daN/cm}^2$ ;
- Peso specifico  $\gamma_{cls} = 2500 \text{ daN/m}^3$ ;
- Classe di consistenza S4 (UNI – EN 206-1);
- Condizioni ambientali Ordinarie (tab. 4.1.III di [1]), per classi di esposizione ambientale XC2 UNI-EN 206;
- Copriferro  $c = 5,0 \text{ cm}$ .

#### **Calcestruzzo classe C45/55 ( $R_{ck} \geq 55 \text{ N/mm}^2$ )**

- Resistenza cilindrica a compressione  $R_{ck} = 550 \text{ daN/cm}^2$ ;
- Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo  $\gamma_c = 1,5$
- Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata  $\alpha_{cc} = 0,85$ ;
- Resistenza di calcolo a compressione  $f_{cd} = f_{ck} \times \alpha_{cc} / \gamma_c = 258,68 \text{ daN/cm}^2$ ;
- Peso specifico  $\gamma_{cls} = 2500 \text{ daN/m}^3$ ;
- Classe di consistenza S4 (UNI – EN 206-1);
- Condizioni ambientali Ordinarie (tab. 4.1.III di [1]), per classi di esposizione ambientale XC2, XF1 UNI-EN 206;
- Copriferro  $c = 5,0 \text{ cm}$ .

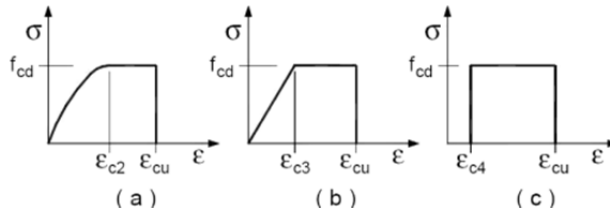
#### **Calcestruzzo classe C25/30 ( $R_{ck} \geq 30 \text{ N/mm}^2$ )**

- Resistenza cilindrica a compressione  $R_{ck} = 300 \text{ daN/cm}^2$ ;
- Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo  $\gamma_c = 1,5$
- Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata  $\alpha_{cc} = 0,85$ ;
- Resistenza di calcolo a compressione  $f_{cd} = f_{ck} \times \alpha_{cc} / \gamma_c = 141,10 \text{ daN/cm}^2$ ;
- Peso specifico  $\gamma_{cls} = 2500 \text{ daN/m}^3$ ;
- Classe di consistenza S4 (UNI – EN 206-1);
- Condizioni ambientali Ordinarie (tab. 4.1.III di [1]), per classi di esposizione ambientale XC2 UNI-EN 206;
- Copriferro  $c = 7,0 \text{ cm}$ .

Il calcestruzzo magro usato per la soletta di fondazione è di classe  $R_{ck} \geq 15 \text{ N/mm}^2$ .

I diagrammi costitutivi del calcestruzzo sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.2.1 del D.M. 17 gennaio 2018; in particolare per le verifiche effettuate a pressoflessione retta e a pressoflessione deviata è adottato il modello riportato in fig.





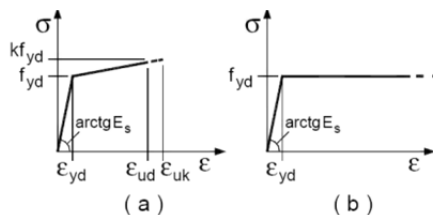
Diagrammi di progetto tensione – deformazione del calcestruzzo.

#### 4.4.2. ACCIAIO PER CALCESTRUZZO

L'acciaio utilizzato per le barre di armatura sarà in **classe B450C**, con le seguenti caratteristiche:

$f_y \text{ nom}$	= 450 N/mmq	- Tensione nominale di snervamento;
$f_t \text{ nom}$	= 540 N/mmq	- Tensione nominale di rottura
$f_{yk}$	= 450 N/mmq	- Tensione caratteristica di snervamento
$f_{tk}$	= 540 N/mmq	- Tensione caratteristica di rottura
$\tau_{au}$	= 2.6 N/mmq	- Tensione caratteristica di aderenza

I diagrammi costitutivi dell'acciaio sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.2.2 del D.M. 17 gennaio 2018; in particolare è adottato il modello elastico perfettamente plastico rappresentato in figura



Diagrammi di calcolo tensione/deformazione dell'acciaio.

Tutti i materiali impiegati dovranno essere comunque verificati con opportune prove di laboratorio secondo le prescrizioni della vigente Normativa.

## 5. DIMENSIONAMENTO FONDAZIONI TORRI EOLICHE

### 5.1. DESCRIZIONE GEOMETRICA

Il plinto di fondazione calcolato presenta una forma assimilabile a un tronco di cono con base maggiore avente diametro pari a 16,80 m e base minore avente diametro pari a 6,00 m. L'altezza massima della fondazione, misurata al centro della stessa è di 3,12 m mentre l'altezza minima misurata sull'estremità è di 1,10 m. Al centro della fondazione viene realizzato un accrescimento di 0,33 m al fine di consentire l'alloggio dell'anchor cage per l'installazione della torre eolica. Viste le caratteristiche geologiche e gli enti sollecitanti, la fondazione è del tipo indiretto fondata su n.14 pali di diametro 120cm e lunghezza pari a 27,00 m, disposti ad una distanza dal centro pari a 6,90 m e le due congiungenti degli assi di due generici pali contigui con il centro della fondazione forma un angolo al centro di di 25.71°.

Si riportano, di seguito la pianta e la sezione della suddetta fondazione:

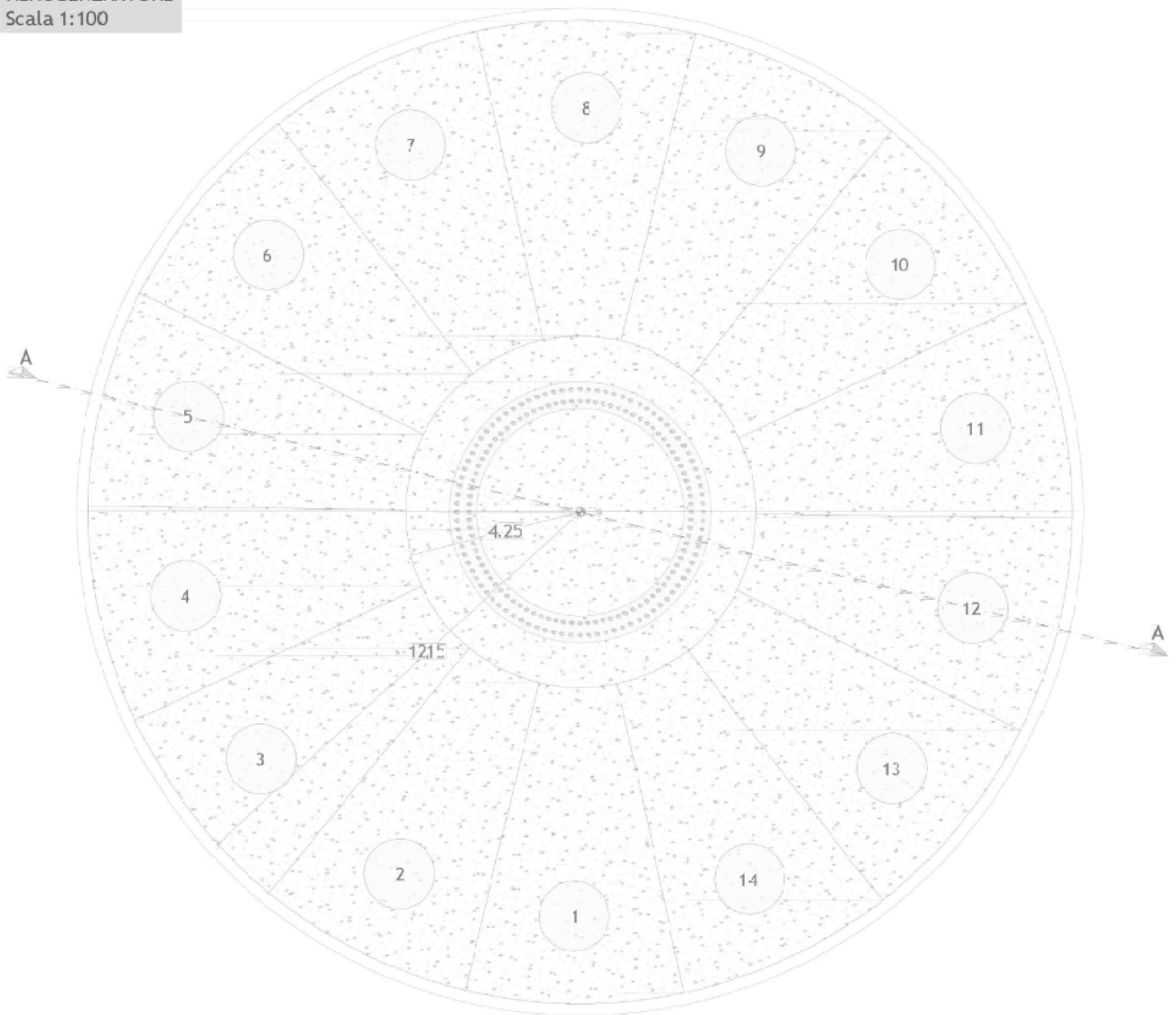


fig. Dettaglio pianta fondazione

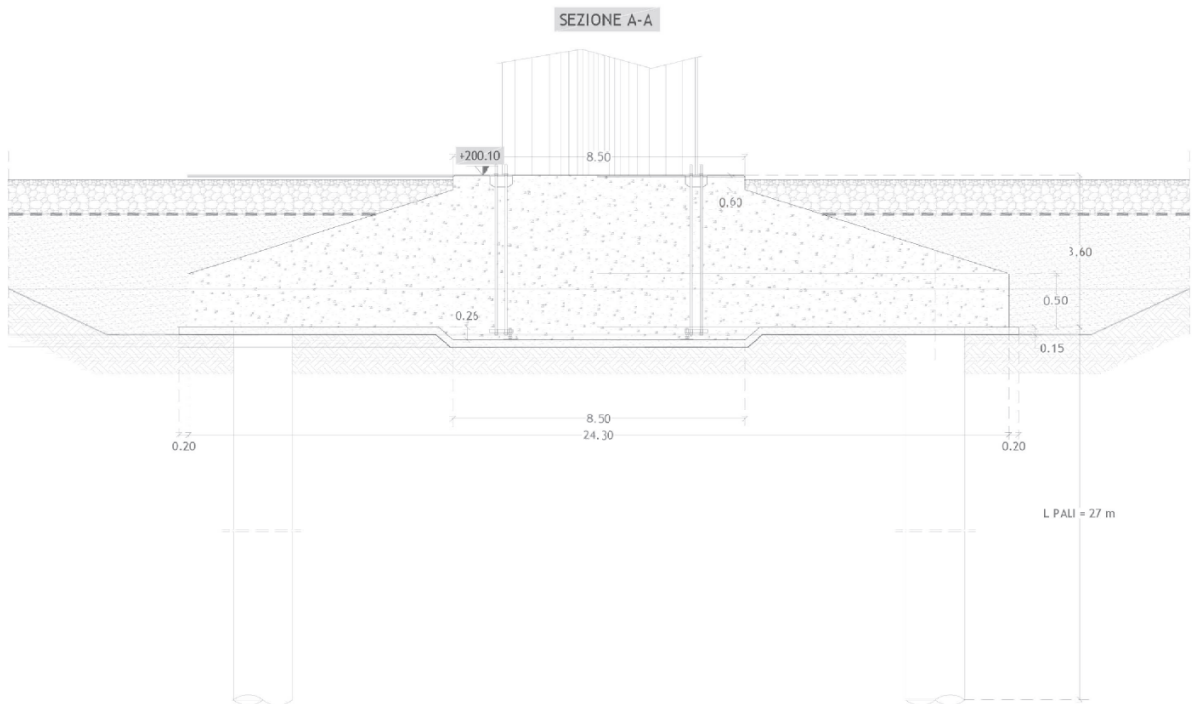


fig. Dettaglio sezione fondazione

Per il calcolo dei carichi permanenti (peso proprio della fondazione e terreno di ricoprimento viene utilizzato il seguente schema di calcolo:

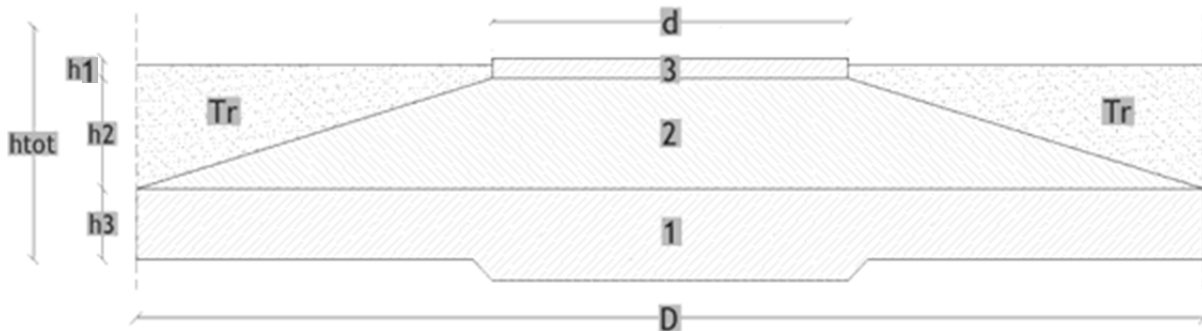


fig. Dettaglio modello per calcolo volumi

Il modello è diviso in tre solidi di cui il primo è un cilindro (1) con un diametro di 24,3 m e un'altezza di 0,5 m, il secondo (2) è un tronco di cono con diametro di base pari a 24,3 m, diametro superiore di 8,5 m ed altezza pari a 2,5 m; il terzo corpo (3) è un cilindro con un diametro di 8,5 m ed altezza di 0,6 m. Per il terreno di ricoprimento si schematizza un parallelepipedo con peso pari a  $\gamma_{sat}$  del primo strato desunto dalla relazione geologica.

Di seguito si riporta una tabella con le caratteristiche dimensionali dell'opera:

Simbolo	Dim	U.m.
D	24300	mm
d	8500	mm
h1	600	mm
h2	2500	mm
h3	500	mm
htot	3600	mm
V1	245,4	m <sup>3</sup>
V2	570	m <sup>3</sup>
V3	34,05	m <sup>3</sup>
Vtot	849,45	m <sup>3</sup>
Peso specifico Cls	25,00	kN/m <sup>3</sup>
Peso fondazione	21236,25	kN
Peso Terreno di Ricoprimento (Tr)	16267,68	kN
<b>Peso Totale</b>	<b>37503,93</b>	<b>kN</b>

L'interfaccia fondazione – torre è rappresentata da un inserto metallico, riportato in figura, che annegato nel calcestruzzo della fondazione, consente il collegamento con la torre per mezzo di una piastra superiore.

Di seguito si riporta, a titolo esemplificativo una vista del inserto metallico. Per ulteriori dettagli si rimanda agli elaborati tecnici della torre eolica.

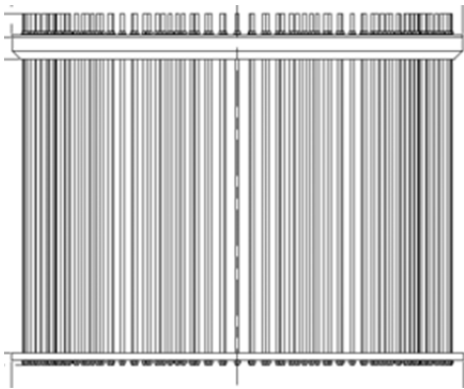


fig. Dettaglio anchorage

## 5.2. METODI DI ANALISI

Per l'analisi platea si utilizza il metodo degli elementi finiti (FEM). La struttura viene suddivisa in elementi connessi fra di loro in corrispondenza dei nodi. Il campo di spostamenti interno all'elemento viene approssimato in funzione degli spostamenti nodali mediante le funzioni di forma. Il programma utilizza, per l'analisi tipo piastra, elementi quadrangolari e triangolari. Nel problema di tipo piastra gli spostamenti nodali sono lo spostamento verticale  $w$  e la rotazione intorno agli assi  $x$  e  $y$ ,  $\phi_x$  e  $\phi_y$ , legati allo spostamento  $w$  tramite le relazioni

$$\phi_x = -dw/dy$$

$$\phi_y = dw/dx$$

Note le funzioni di forma che legano gli spostamenti nodali al campo di spostamenti sul singolo elemento è possibile costruire la matrice di rigidezza dell'elemento  $\mathbf{k}_e$  ed il vettore dei carichi nodali dell'elemento  $\mathbf{p}_e$ .

La fase di assemblaggio consente di ottenere la matrice di rigidezza globale della struttura  $\mathbf{K}$  ed il vettore dei carichi nodali  $\mathbf{p}$ . La soluzione del sistema

$$\mathbf{K} \mathbf{u} = \mathbf{p}$$

consente di ricavare il vettore degli spostamenti nodali  $\mathbf{u}$ .

Dagli spostamenti nodali è possibile risalire per ogni elemento al campo di spostamenti ed alle sollecitazioni  $M_x$ ,  $M_y$  ed  $M_{xy}$ .

Il terreno di fondazione se presente viene modellato con delle molle disposte in corrispondenza dei nodi. La rigidezza delle molle è proporzionale alla costante di sottofondo  $k$  ed all'area dell'elemento.

I pali di fondazione sono modellati con molle verticali aventi rigidezza pari alla rigidezza verticale del palo.

Per l'analisi tipo lastra (analisi della piastra soggetta a carichi nel piano) vengono utilizzati elementi triangolari a 6 nodi a deformazione quadratica. Gli spostamenti nodali sono gli spostamenti  $u$  e  $v$  nel piano  $XY$ . L'analisi fornisce in tal caso il campo di spostamenti orizzontali e le tensioni nel piano della

lastra  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$  e  $\tau_{xy}$ . Dalle tensioni è possibile ricavare, noto lo spessore, gli sforzi normali  $N_x$ ,  $N_y$  e  $N_{xy}$ .

Nell'analisi tipo lastra i pali di fondazione sono modellati con molle orizzontali in direzione X e Y aventi rigidezza pari alla rigidezza orizzontale del palo.

Nel caso di platea nervata le nervature sono modellate con elementi tipo trave (con eventuale rigidezza torsionale) connesse alla piastra in corrispondenza dei nodi degli elementi.

#### Analisi dei pali

Per l'analisi della capacità portante dei pali occorre determinare alcune caratteristiche del terreno in cui si va ad operare. In particolare bisogna conoscere l'angolo d'attrito  $\phi$  e la coesione  $c$ . Per pali soggetti a carichi trasversali è necessario conoscere il modulo di reazione laterale o il modulo elastico laterale.

La capacità portante di un palo viene valutata come somma di due contributi: portata di base (o di punta) e portata per attrito laterale lungo il fusto. Cioè si assume valida l'espressione:

$$Q_T = Q_P + Q_L - W_P$$

dove:

- $Q_T$  portanza totale del palo
- $Q_P$  portanza di base del palo
- $Q_L$  portanza per attrito laterale del palo
- $W_P$  peso proprio del palo

e le due componenti  $Q_P$  e  $Q_L$  sono calcolate in modo indipendente fra loro.

Dalla capacità portante del palo si ricava il carico ammissibile del palo  $Q_A$  applicando il coefficiente di sicurezza della portanza alla punta  $\eta_p$  ed il coefficiente di sicurezza della portanza per attrito laterale  $\eta_l$ .

Palo compresso:

$$Q_A = Q_P / \eta_p + Q_L / \eta_l - W_P$$

Palo teso:

$$Q_A = Q_L / \eta_l + W_P$$

#### Capacità portante di punta

In generale la capacità portante di punta viene calcolata tramite l'espressione:

$$Q_P = A_P(cN'_c + qN'_q)$$

dove  $A_P$  è l'area portante efficace della punta del palo,  $c$  è la coesione,  $q$  è la pressione geostatica alla quota della punta del palo,

$\gamma$  è il peso di volume del terreno,  $D$  è il diametro del palo ed i coefficienti  $N'_c$   $N'_q$  sono i coefficienti delle formule della capacità portante corretti per tener conto degli effetti di forma e di profondità. Possono essere utilizzati sia i coefficienti di Hansen che quelli di Vesic con i corrispondenti fattori correttivi per la profondità e la forma.

Il parametro che compare nell'espressione assume il valore:

$$\eta = \frac{1 + 2K_0}{3}$$

quando si usa la formula di Vesic e viene posto uguale ad 1 per le altre formule.

$K_0$  rappresenta il coefficiente di spinta a riposo che può essere espresso come:  $K_0 = 1 - \sin\phi$ .

#### Capacità portante per resistenza laterale

La resistenza laterale è data dall'integrale esteso a tutta la superficie laterale del palo delle tensioni tangenziali palo-terreno in condizioni limite:

$Q_L = \int \tau_a ds$

dove  $\tau_a$  è dato dalla relazione di Coulomb

$$\tau_a = c_a + \sigma \gamma \delta$$

dove  $c_a$  è l'adesione palo-terreno,  $\delta$  è l'angolo di attrito palo-terreno,  $\gamma$  è il peso di volume del terreno,  $z$  è la generica quota a partire dalla testa del palo,  $L$  e  $P$  sono rispettivamente la lunghezza ed il perimetro del palo,  $K_s$  è il coefficiente di spinta che dipende dalle caratteristiche meccaniche e fisiche del terreno dal suo stato di addensamento e dalle modalità di realizzazione del palo.

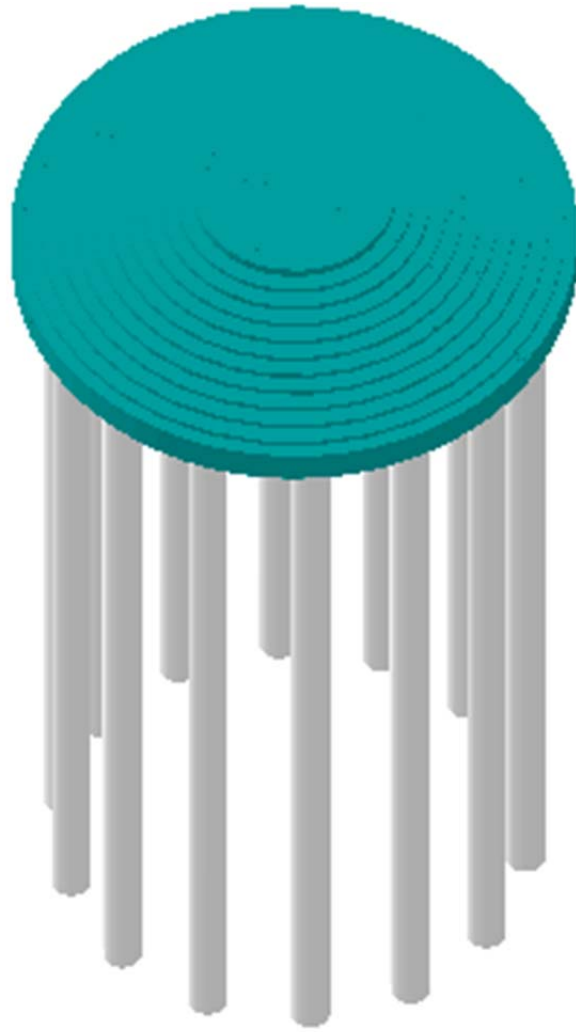
#### Portanza trasversale dei pali - Analisi ad elementi finiti

Nel modello di terreno alla Winkler il terreno viene schematizzato come una serie di molle elastiche indipendenti fra di loro. Le molle che schematizzano il terreno vengono caratterizzate tramite una costante elastica  $K$  espressa in  $\text{Kg/cm}^2/\text{cm}$  che rappresenta la pressione (in  $\text{Kg/cm}^2$ ) che bisogna applicare per ottenere lo spostamento di 1 cm.

Il palo viene suddiviso in un certo numero di elementi di eguale lunghezza. Ogni elemento è caratterizzato da una sezione avente area ed inerzia coincidente con quella del palo.

Il terreno viene schematizzato come una serie di molle orizzontali che reagiscono agli spostamenti nei due versi. La rigidità assiale della singola molla è proporzionale alla costante di Winkler orizzontale del terreno, al diametro del palo ed alla lunghezza dell'elemento. La molla, però, non viene vista come un elemento infinitamente elastico ma come un elemento con comportamento del tipo elastoplastico perfetto (diagramma sforzi-deformazioni di tipo bilatero). Essa presenta una resistenza crescente al crescere degli spostamenti fino a che l'entità degli spostamenti si mantiene al di sotto di un certo spostamento limite,  $X_{\max}$  oppure fino a quando non si raggiunge il valore della pressione limite. Superato tale limite non si ha un incremento di resistenza. E' evidente che assumendo un comportamento di questo tipo ci si addentra in un tipico problema non lineare che viene risolto mediante una analisi al passo.

Qui di seguito è fornita una rappresentazione grafica della discretizzazione operata, relativa ad una fondazione tipo, con evidenziazione dei nodi e degli elementi.



*Modello strutturale*

### 5.3. CEDIMENTI

#### 5.3.1. CALCOLO DEI CEDIMENTI

I cedimenti delle fondazioni assumono una certa importanza legata alla rilevanza dell'opera da realizzare. Nel calcolo, anche se la frazione elastica è molto piccola, il terreno, viene trattato come materiale pseudoelastico caratterizzato dai parametri  $E_s$ ,  $G'$ ,  $\nu$  e  $k_s$ . In generale i cedimenti vengono classificati come:

- immediati, cioè quelli che si sviluppano non appena il sovraccarico viene applicato;
- di consolidazione, cioè quelli che si sviluppano nel tempo e richiedono un periodo dell'ordine di mesi o anni per esaurirsi.

L'analisi dei cedimenti immediati viene eseguita per tutti i terreni a grana fina con grado di saturazione  $< 90\%$  e per quelli a grana grossa con elevato coefficiente di permeabilità.

L'analisi dei cedimenti di consolidazione viene usata per tutti i terreni a grana fine saturi o quasi saturi.

#### 5.3.2. METODO EDMETRICO

Il metodo edometrico nel calcolo dei cedimenti, viene approssimato con metodo legato al modulo edometrico e viene implementato seguendo la seguente espressione:

$$\Delta H = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta \sigma_i}{E_{edi}} \Delta z_i$$

dove:

- $\Delta \sigma$  è la tensione indotta nel terreno, alla profondità  $z$ , dalla pressione di contatto della fondazione;
- $E_{ed}$  è il modulo elastico determinato attraverso la prova edometrica e relativa allo strato  $i$ -esimo;
- $\Delta z$  rappresenta lo spessore dello strato  $i$ -esimo in cui è stato suddiviso lo strato compressibile e per il quale si conosce il modulo elastico.

Si ricorda che, l'ipotesi edometrica è verificata con approssimazione tanto migliore quanto più ridotto è il valore del rapporto tra lo spessore dello strato compressibile e la dimensione in pianta della fondazione.

#### 5.3.3. CALCOLO CEDIMENTI PALI DI FONDAZIONE

I cedimenti dei pali di fondazione vengono calcolati una volta determinata la portanza laterale e di punta del palo lo stesso viene discretizzato in 100 elementi tipo trave aventi area ed inerzia corrispondenti alla sezione trasversale del palo e lunghezza pari ad  $l_e$ . Vengono disposte, inoltre, lungo il fusto del palo una serie di molle (una per ogni elemento), coassiali al palo stesso, aventi rigidezza opportuna. Una ulteriore molla viene disposta alla base del palo. Le suddette molle hanno un comportamento elastoplastico. In particolare le molle lungo il fusto saranno in grado di reagire linearmente fino a quando la pressione in corrispondenza di esse non raggiunge il valore limite dell'aderenza palo terreno. Una volta raggiunto tale valore le molle non saranno più in grado di fornire ulteriore resistenza. La molla posta alla base del palo avrà invece una resistenza limite pari alla portanza di punta del palo stesso.

Per la determinazione delle rigidezze delle molle si considerano gli spostamenti limite  $\Delta Y_I$  e  $\Delta Y_P$

La rigidezza della generica molla, posta a profondità  $z$  rispetto al piano campagna sarà data da:



$$R_l = \frac{(c_a + \sigma_h K_s \tan \delta) \pi D l_e}{\Delta Y_l}$$

In questa espressione  $c_a$  è l'aderenza palo terreno,  $\sigma_h$  è la pressione orizzontale alla profondità  $z$ ,  $\delta$  è l'angolo d'attrito palo terreno,  $K_s$  è il coefficiente di spinta e  $D$  è il diametro del palo.

Indicando con  $Q_p$  la portanza alla punta del palo, la rigidezza della molla posta alla base dello stesso è data da:

$$R_p = \frac{Q_p}{\Delta Y_p}$$

Il processo di soluzione è, di tipo iterativo a partire da un carico iniziale  $N_0$  si determinano gli spostamenti assiali e quindi le reazioni delle molle. La reazione della molla dovrà essere corretta per tenere conto di eventuali plasticizzazioni rispettando le equazioni di equilibrio per ogni passo di carico. Il carico iniziale verrà allora incrementato di un passo opportuno e si ripeterà il procedimento. Il processo iterativo termina quando tutte le molle risultano plasticizzate.

#### 5.4. AZIONI SULLA STRUTTURA

I calcoli e le verifiche sono condotti con il metodo semiprobabilistico degli stati limite secondo le indicazioni del D.M. 17 gennaio 2018. Le azioni introdotte direttamente sono combinate con le altre (carichi permanenti, accidentali e sisma) mediante le combinazioni di carico di seguito descritte; da esse si ottengono i valori probabilistici da impiegare successivamente nelle verifiche.

##### 5.4.1. STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA

Le azioni sulla costruzione sono state cumulate in modo da determinare condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli, come consentito dalle norme vigenti.

Per gli stati limite ultimi sono state adottate le combinazioni del tipo:

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

dove

$G_i$  sono le azioni che agiscono durante tutta la vita nominale di progetto della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è molto lenta e di modesta entità:

- peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo) ( $G_1$ );
- peso proprio di tutti gli elementi non strutturali ( $G_2$ );
- spostamenti e deformazioni impressi, incluso il ritiro;
- presollecitazione ( $P$ ).

$Q_j$  sono le azioni variabili che agiscono con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel corso della vita nominale della struttura:

- sovraccarichi;
- azioni del vento;
- azioni della neve;

– azioni della temperatura.

Le azioni variabili sono dette di lunga durata se agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura. Sono dette di breve durata se agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura. A seconda del sito ove sorge la costruzione, una medesima azione climatica può essere di lunga o di breve durata.

$\gamma_g, \gamma_q, \gamma_p$  sono coefficienti parziali come definiti nella tabella 2.6.I del DM 17 gennaio 2018;

$\psi_{0i}$  sono coefficienti di combinazione per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici. Essi sono riportati nella tabella 2.5.I della suddetta norma.

Le combinazioni risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico elementare.

I coefficienti relativi a tali combinazioni di carico sono riportati negli allegati fascicoli di calcolo.

In zona sismica, oltre alle sollecitazioni derivanti dalle condizioni di carico statiche, vengono considerate anche le sollecitazioni derivanti dal sisma. L'azione sismica è stata combinata con le altre azioni secondo la seguente relazione:

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

dove:

- $E$ : azione sismica per lo stato limite e per la classe di importanza in esame;
- $G_1$ : peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- $G_2$ : peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- $P$ : pretensione e precompressione;
- $\psi_{2i}$ : coefficiente di combinazione delle azioni variabili  $Q_i$ ;
- $Q_{ki}$ : valore caratteristico dell'azione variabile  $Q_i$ .

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

I valori dei coefficienti  $\psi_{2j}$  sono riportati, assieme ai valori dei coefficienti  $\psi_{0j}, \psi_{1j}$ , nella tabella 2.5.I riportata di seguito:

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

Categoria/Azione variabile	$\Psi_{0j}$	$\Psi_{1j}$	$\Psi_{2j}$
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – 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

#### 5.4.2. STATO LIMITE DI DANNO

L'azione sismica, ottenuta dallo spettro di progetto per lo Stato Limite di Danno, è stata combinata con le altre azioni mediante una relazione del tutto analoga alla precedente:

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

dove:

- $E$ : azione sismica per lo stato limite e per la classe di importanza in esame;
- $G_1$ : peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- $G_2$ : peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- $P$ : pretensione e precompressione;
- $\psi_{2i}$ : coefficiente di combinazione delle azioni variabili  $Q_i$ ;
- $Q_{ki}$ : valore caratteristico dell'azione variabile  $Q_i$ .

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

I valori dei coefficienti  $\psi_{2j}$  sono riportati nella tabella 2.5.I delle N.T.C. 2018 di cui al paragrafo precedente.

#### 5.4.3. STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Allo Stato Limite di Esercizio le sollecitazioni con cui sono stati progettati gli elementi in c.a. sono state ricavate applicando le combinazioni di carico riportate nel D.M. 17 gennaio 2018 – Norme tecniche per le costruzioni – al punto 2.5.3. Per le verifiche agli stati limite di esercizio, a seconda dei casi, si fa riferimento alle seguenti combinazioni di carico:

combinazione rara 
$$F_d = \sum_{j=1}^m (G_{kj}) + Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{0i} \cdot Q_{ki}) + \sum_{h=1}^l (P_{kh})$$

combinazione frequente 
$$F_d = \sum_{j=1}^m (G_{kj}) + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki}) + \sum_{h=1}^l (P_{kh})$$

combinazione quasi permanente 
$$F_d = \sum_{j=1}^m (G_{kj}) + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki}) + \sum_{h=1}^l (P_{kh})$$

dove:

$G_{kj}$  valore caratteristico della j-esima azione permanente;

$P_{kh}$  valore caratteristico della h-esima deformazione impressa;

$Q_{k1}$  valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione;

$Q_{ki}$  valore caratteristico della i-esima azione variabile;

$\psi_{0i}$  coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili di durata breve ma ancora significativi nei riguardi della possibile concomitanza con altre azioni variabili;

$\psi_{11}$  coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;

$\psi_{21}$  coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni ammissibili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

Ai coefficienti  $\psi_{0i}$ ,  $\psi_{11}$ ,  $\psi_{21}$  sono attribuiti i valori della tabella 2.5.I delle N.T.C. 2018 di cui al paragrafo 8.2. In maniera analoga a quanto illustrato nel caso dello SLU le combinazioni risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico; a turno ogni condizione di carico accidentale è stata considerata sollecitazione di base ( $Q_{k1}$  nella formula (1)), con ciò dando origine a tanti valori combinati. Per ognuna delle combinazioni ottenute, in funzione dell'elemento sono state effettuate le verifiche allo SLE (tensioni, deformazioni e fessurazione). Negli allegati fascicoli di calcolo sono riportati i coefficienti relativi alle combinazioni di calcolo generate relativamente alle combinazioni di azioni "Quasi Permanente", "Frequente" e "Rara". Nelle sezioni relative alle verifiche allo SLE dei citati fascicoli, inoltre, sono riportati i valori delle sollecitazioni relativi alle combinazioni che hanno originato i risultati più gravosi.

## 5.5. VERIFICHE DI SICUREZZA

Nelle verifiche allo stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$R_d \geq E_d$$

Dove

$E_d$  è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;

$R_d$  è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Le verifiche allo SLU di tipo geotecnico (GEO) della fondazioni vengono eseguite, in ottemperanza alle prescrizioni contenute nel par. 6.4.3.1 delle N.T.C. 17/01/2018, secondo la Combinazione (A1+M1+R3) dell'Approccio 2, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle che seguono. La verifica di stabilità globale, invece, viene effettuata secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1. Per quel che concerne le verifiche allo SLU di tipo strutturale (STR), il coefficiente  $\gamma_R$  non viene portato in conto.

Si riportano, di seguito, i coefficienti desunti dalle tabelle 6.2.I, 6.2.II, 6.4.I, 6.4.II, 6.4.IV, 6.4.VI riportate nel cap. 6 delle N.T.C. 17/01/2018:

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale	(A1) - STR
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1,fav}$	1.00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{G1,sfav}$	1.30
Permanenti non strutturali	Favorevole	$\gamma_{G2,fav}$	0.80
Permanenti non strutturali	Sfavorevole	$\gamma_{G2,sfav}$	1.50
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi,fav}$	0.00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Qi,sfav}$	1.50
Variabili traffico	Favorevole	$\gamma_{Q,fav}$	0.00
Variabili traffico	Sfavorevole	$\gamma_{Q,sfav}$	1.35

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA	Coefficiente	(M1)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi^k$	$\gamma_{\phi'}$	1.00
Coesione efficace	$c^k$	$\gamma_{c'}$	1.00
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1.00

Coefficienti parziali  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze caratteristiche (Pali trivellati)

Resistenza	$\gamma_R$	(R1)	(R2)	(R3)
Base	$\gamma_b$	1.00	1.70	1.35
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1.00	1.45	1.15
Totale	$\gamma_t$	1.00	1.60	1.30
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1.00	1.60	1.25

Coefficienti parziali  $\gamma_T$  per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

$\gamma_T$	(R1)	(R2)	(R3)
$\gamma_T$	1.00	1.60	1.30

Fattori di correlazione  $\xi$  per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

Numero di verticali indagate	$\xi_3$	$\xi_4$
1	1.70	1.70

Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	(R1)	(R2)	(R3)
Capacità portante	1.00	1.80	2.30
Scorrimento	1.00	1.10	1.10

## 5.6. COMBINAZIONE DI CARICO

A partire dai carichi agenti sulla struttura di fondazione sono state analizzate le combinazioni di carico per gli stati limite.

Tali combinazioni, riportate nella tabella seguente, sono state effettuate tenendo presente quanto prescritto dalla normativa D.M. Infrastrutture Trasporti 17 gennaio 2018 (G.U. 20 febbraio 2018 n. 42 - Suppl. Ord. n. 8) "Norme tecniche per le Costruzioni".

Si riportano di seguito l'elenco combinazioni di calcolo per un totale di 12 combinazioni definite e dove il coefficiente CP identifica: **CP** = Coefficiente di partecipazione della condizione.

### Combinazione n° 1 - A1-M1-R3

Condizione	CP
Peso proprio	1.30
RICOPRIMENTO FONDAZIONE	1.30
VENTO ESTREMO	1.50
NEVE	0.75

### Combinazione n° 2 - A1-M1-R3

Condizione	CP
Peso proprio	1.30
RICOPRIMENTO FONDAZIONE	1.30
VENTO ESTREMO	0.90
NEVE	1.50

Combinazione n° 3 - A1-M1-R3

Condizione	CP
Peso proprio	1.30
RICOPRIMENTO FONDAZIONE	1.30
VENTO NORMALE FUNZIONAMENTO	1.50
NEVE	0.75

Combinazione n° 4 - A1-M1-R3

Condizione	CP
Peso proprio	1.30
RICOPRIMENTO FONDAZIONE	1.30
VENTO NORMALE FUNZIONAMENTO	0.90
NEVE	1.50

Combinazione n° 5 - SLO

Condizione	CP
Peso proprio	1.00
RICOPRIMENTO FONDAZIONE	1.00
SLO	1.00

Combinazione n° 6 - SLD

Condizione	CP
Peso proprio	1.00
RICOPRIMENTO FONDAZIONE	1.00
SLD	1.00

Combinazione n° 7 - SLV

Condizione	CP
Peso proprio	1.00
RICOPRIMENTO FONDAZIONE	1.00
SLV	1.00

Combinazione n° 8 - SLE Rara

Condizione	CP
Peso proprio	1.00
RICOPRIMENTO FONDAZIONE	1.00
VENTO NORMALE FUNZIONAMENTO	1.00
NEVE	0.50

Combinazione n° 9 - SLE Rara

Condizione	CP
Peso proprio	1.00
RICOPRIMENTO FONDAZIONE	1.00
VENTO NORMALE FUNZIONAMENTO	0.60
NEVE	1.00

Combinazione n° 10 - SLE Frequente

Condizione	CP
Peso proprio	1.00
RICOPRIMENTO FONDAZIONE	1.00
VENTO NORMALE FUNZIONAMENTO	0.20
NEVE	0.00

Combinazione n° 11 - SLE Frequente

Condizione	CP
Peso proprio	1.00
RICOPRIMENTO FONDAZIONE	1.00
VENTO NORMALE FUNZIONAMENTO	0.00
NEVE	0.20

Combinazione n° 12 - SLE Quasi permanente

Condizione	CP
Peso proprio	1.00
RICOPRIMENTO FONDAZIONE	1.00
VENTO NORMALE FUNZIONAMENTO	0.00
NEVE	0.00

### 5.7. ANALISI DEI CARICHI

Un'accurata valutazione dei carichi è un requisito imprescindibile di una corretta progettazione, in particolare per le costruzioni realizzate in zona sismica. La valutazione dei carichi e sovraccarichi agenti sulla fondazione e dei carichi e sovraccarichi derivanti dalla sovrastruttura, è stata effettuata in accordo con le disposizioni del Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 17 gennaio 2018 "Norme tecniche per le Costruzioni".

Le condizioni di carico per le quali si effettuano le verifiche sono:

- Peso proprio fondazione;
- Peso torre eolica;



- Neve;
- Vento in condizioni di esercizio;
- Vento estremo;
- Sisma;

Le azioni sismiche sono combinate secondo quanto riportato nel par. 7.3.5 del DM del 17 gennaio 2018 “Norme tecniche per le Costruzioni”.

## 5.8. SISTEMI DI RIFERIMENTO

### 5.8.1. CONVENZIONI ADOTTATE

#### Carichi e reazioni vincolari

- Fz      Carico verticale positivo verso il basso
- Fx      Forza orizzontale in direzione X positiva nel verso delle X crescenti.
- Fy      Forza orizzontale in direzione Y positiva nel verso delle Y crescenti.
- Mx      Momento con asse vettore parallelo all'asse X positivo antiorario.
- My      Momento con asse vettore parallelo all'asse Y positivo antiorario.

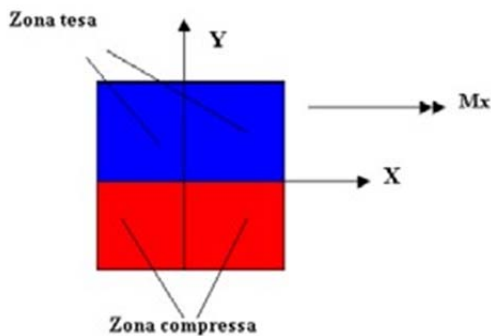


Figura 1

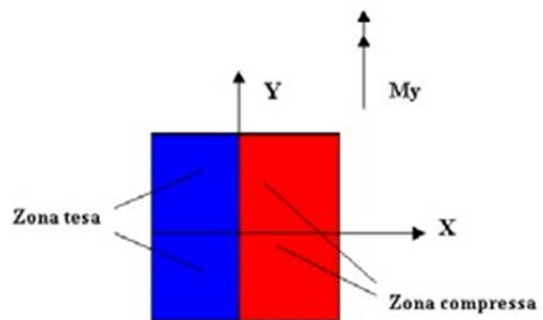
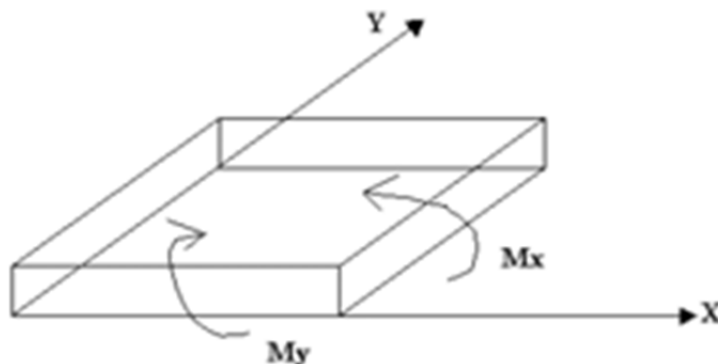


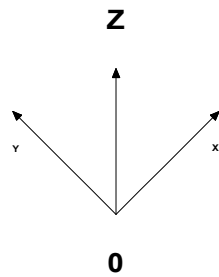
Figura 2

#### Sollecitazioni

- Mx      Momento flettente X con asse vettore parallelo all'asse Y (positivo se tende le fibre inferiori).
- My      Momento flettente Y con asse vettore parallelo all'asse X (positivo se tende le fibre inferiori).
- Mxy     Momento flettente XY.



### 5.8.2. RIFERIMENTO GLOBALE

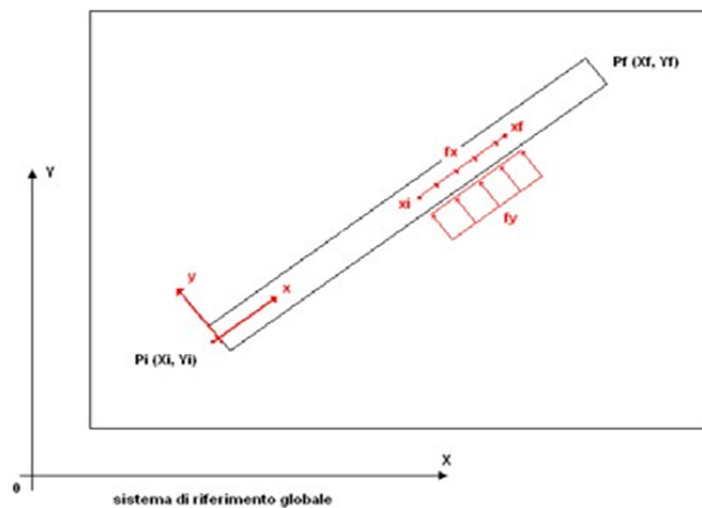


Il sistema di riferimento globale, rispetto al quale va riferita l'intera struttura, è costituito da una terna di assi cartesiani sinistrorsa  $OXYZ$  ( $X, Y, Z$  posizionati a  $90^\circ$  tra loro).

### 5.8.3. RIFERIMENTO LOCALE

Definiti  $i$  e  $f$  come i due nodi iniziale e finale dell'elemento, viene individuato un sistema di assi cartesiani locale all'elemento, con origine nel Nodo  $i$  così composto:

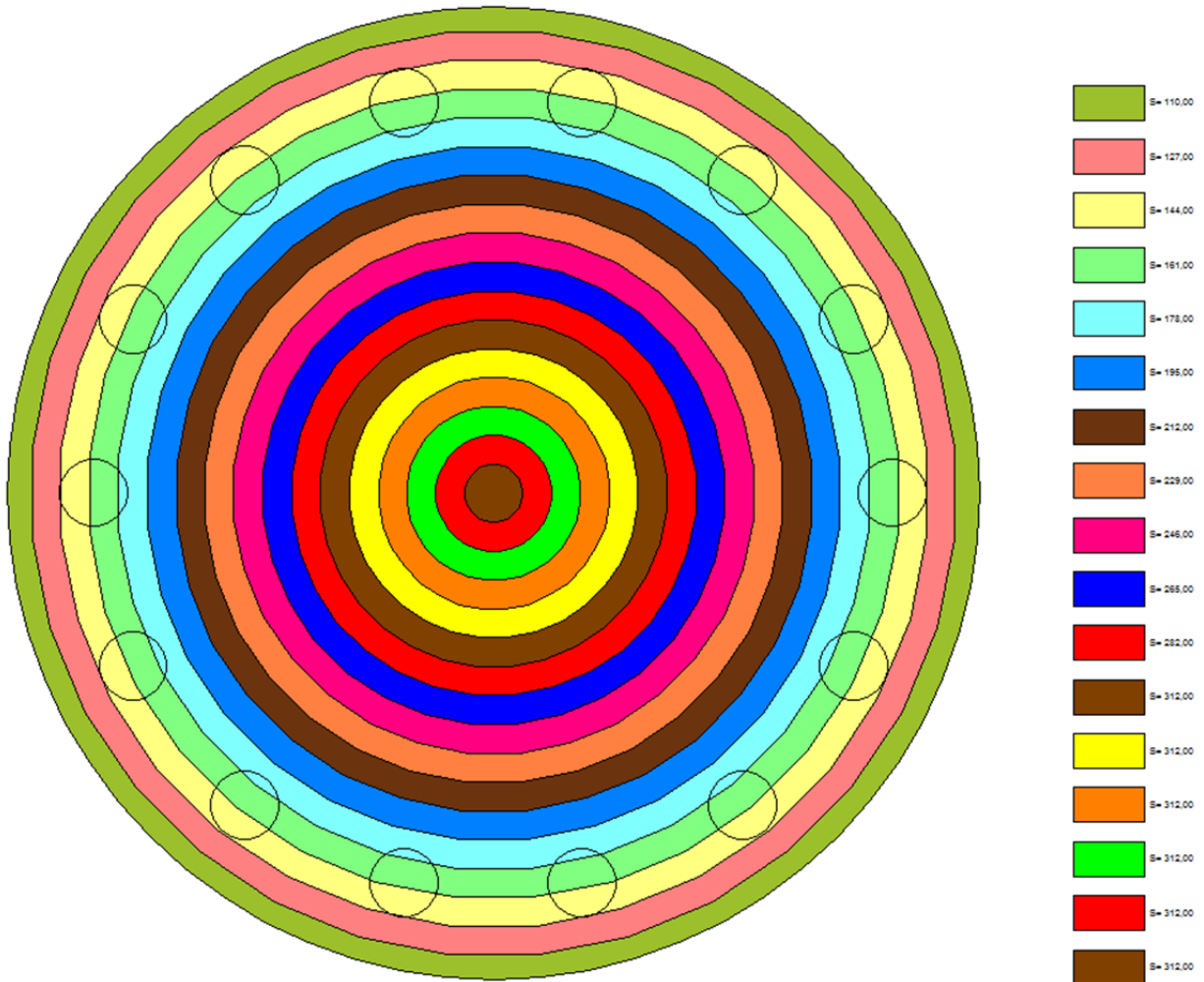
- asse  $x$  orientato dal nodo  $i$  al nodo  $j$ ;
- asse  $y$  perpendicolare all' asse  $x$ ;
- asse  $z$  che completa la terna



## 5.9. PLINTO DI FONDAZIONE

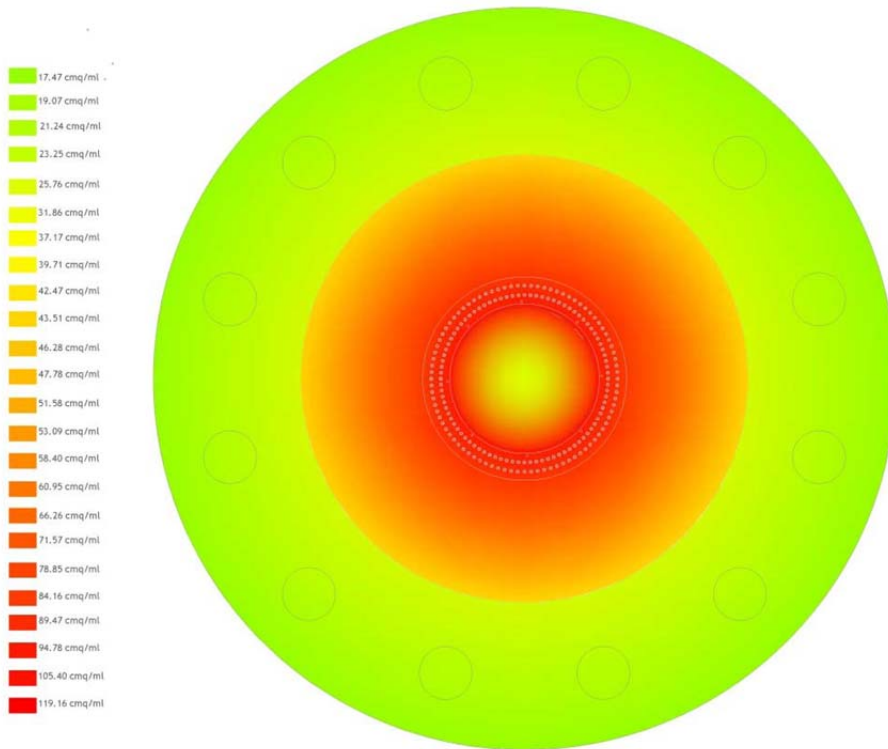
### 5.9.1. IDENTIFICAZIONE GEOMETRICA

Si riporta di seguito lo schema strutturale adottato in fase di calcolo. La struttura viene schematizzata come anelli concentrici con altezza variabile crescente verso il centro. L'incremento di altezza viene identificato con differente colorazione:

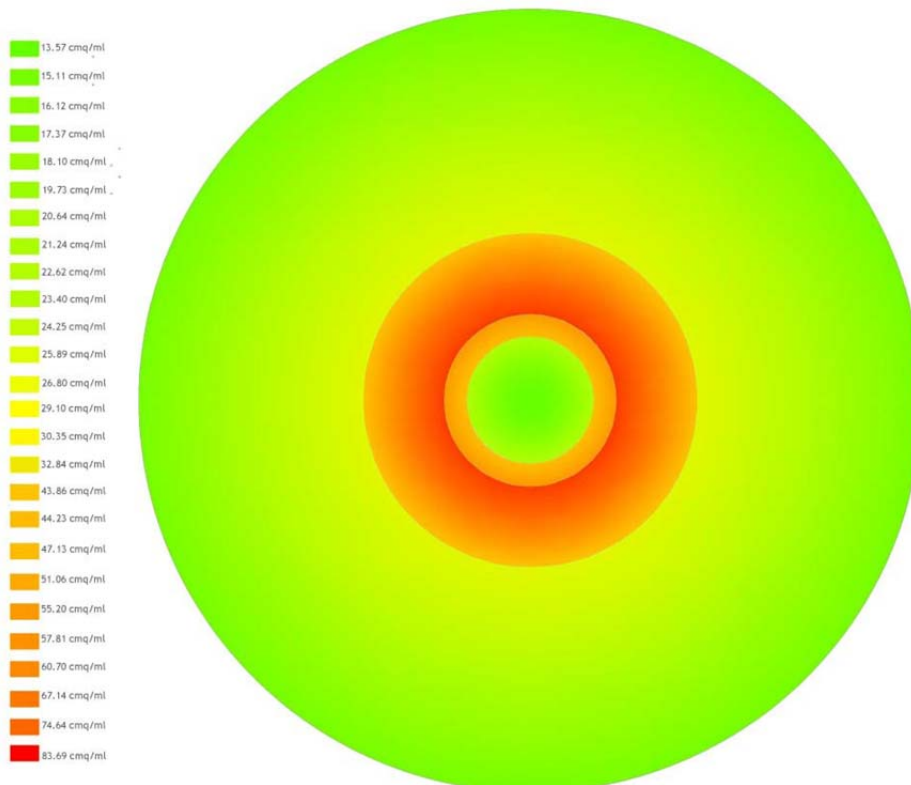


## 5.9.2. VERIFICHE STRUTTURALI

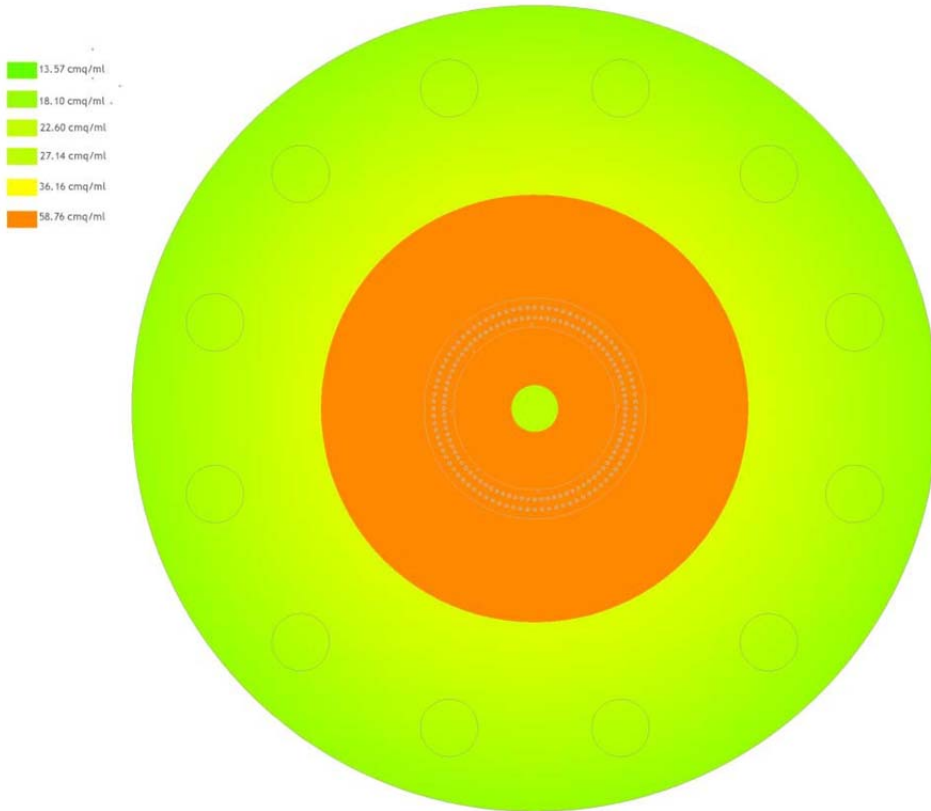
### 5.9.2.1. ARMATURA RADIALE INFERIORE



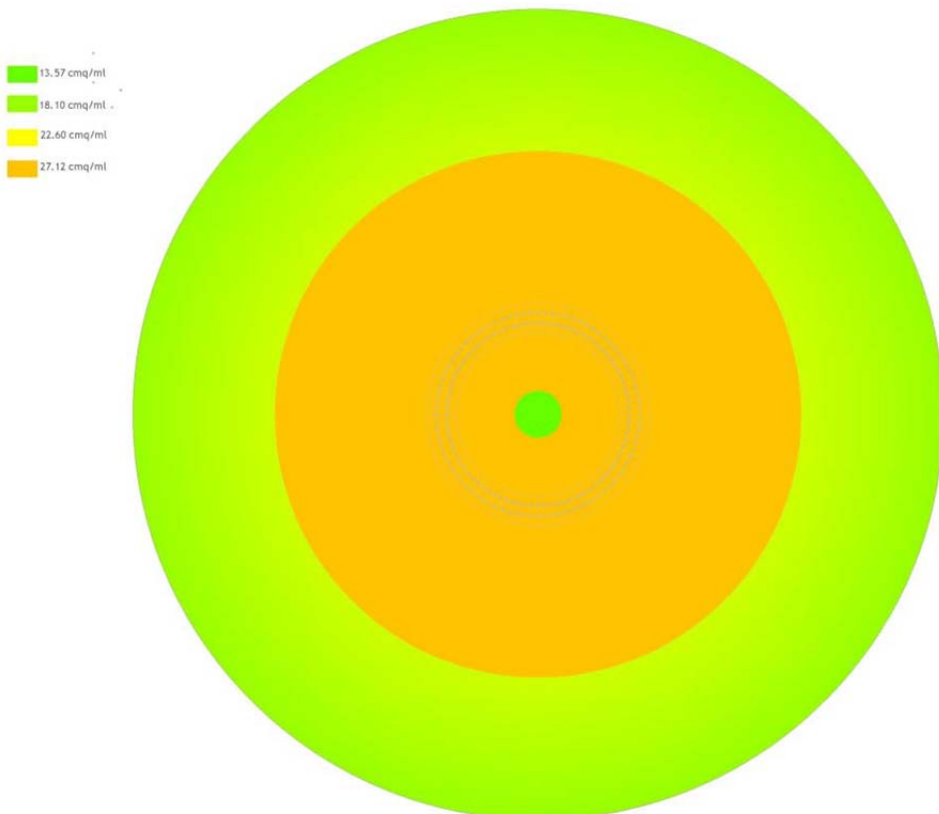
### 5.9.2.2. ARMATURA RADIALE SUPERIORE



### 5.9.2.3. ARMATURA ANULARE INFERIORE



### 5.9.2.4. ARMATURA ANULARE SUPERIORE



## 5.10. PALI FONDAZIONE

### 5.10.1. SOLLECITAZIONI E ARMATURE

