



COMUNE DI LUCERA

PROVINCIA DI FOGGIA



PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DI UN PARCO EOLICO

RICHIESTA DI AUTORIZZAZIONE UNICA

D.Lgs. 387/2003

PROCEDIMENTO UNICO AMBIENTALE (PUA)

Valutazione di
Impatto Ambientale (V.I.A.)
D.Lgs. 152/2006 ss.mm.ii. (art. 27)
"Norme in materia ambientale"

PROGETTO

LUCERIA

DITTA

AEP s.r.l.

A 14

Pagg. 40

Titolo dell'allegato:

RELAZIONE PRELIMINARE PLINTO DI FONDAZIONE

1	EMISSIONE	25/11/2021 DATA

CARATTERISTICHE GENERALI D'IMPIANTO

GENERATORE - Altezza mozzo: fino a 140 m
Diametro rotore: fino a 180 m
Potenza unitaria: fino a 6 MW

IMPIANTO - Numero generatori: 33
Potenza complessiva: fino a 198 MW

Il proponente:

AEP s.r.l.
P.zza Giovanni Paolo II, 8
71017 Torremaggiore (FG)
0882/393197
aepvento@pec.it

Il progettista:

ATS Engineering srl
P.zza Giovanni Paolo II, 8
71017 Torremaggiore (FG)
0882/393197
atseng@pec.it

Il tecnico:

Ing. Eugenio Di Gianvito
atsing@atsing.eu

Sommario

PREMESSA	3
Introduzione	3
DESCRIZIONE GEOMETRICA DEL PLINTO DI FONDAZIONE	3
NORMATIVA DI RIFERIMENTO	6
MATERIALI IMPIEGATI	7
GRANDEZZE GEOTECNICHE	9
Carichi impressi al plinto dall'aerogeneratore	9
Carichi verticali dovuti al solo plinto di fondazione	15
COMBINAZIONI DI CARICO	16
MODELLO AGLI ELEMENTI FINITI	17
PROGETTO DELL'ARMATURA	23
Progetto armature radiali superiori (orizzontali)	23
VERIFICA PRESSIONE LIMITE TERRENO	40
CONCLUSIONI	40
ALLEGATI	40

PREMESSA

La società **AEP s.r.l.**, con sede a Torremaggiore (FG) in Piazza Giovanni Paolo II n.8, propone la realizzazione di un parco eolico denominato **LUCERIA**, costituito da **n. 33** aerogeneratori di potenza nominale attiva pari a **6 MW** per una potenza complessiva di **198 MW**.

Introduzione

La presente relazione ha per oggetto il calcolo preliminare del plinto di fondazione in calcestruzzo armato dell'aerogeneratore tipo, previsto nell'impianto di produzione di energia elettrica da fonte eolica.

In questa relazione preliminare tutti i calcoli sono stati eseguiti secondo gli usuali metodi della Scienza delle Costruzioni e in ossequio alle normative attualmente vigenti. In particolare, il criterio di progettazione e verifica adottato è quello degli stati limite.

Nel seguente calcolo preliminare, al fine di dimensionare la struttura di fondazione, si utilizza la condizione di carico più gravosa rispetto a quelle previste in progetto. Le competenze del progettista delle fondazioni, partendo dalle sollecitazioni alla base della torre fornite dal produttore degli aerogeneratori, si limitano al pre-dimensionamento geometrico delle opere in calcestruzzo armato progetto e delle relative armature.

DESCRIZIONE GEOMETRICA DEL PLINTO DI FONDAZIONE

Il plinto è concepito come una fondazione ad anello circolare con un diametro esterno di 36,00 m e un diametro interno medio di 14,80 m. Il plinto presenta una zona cava all'interno, che nella parte superiore termina con un anello (ghiera di interfaccia Torre-Plinto) di cemento disposto a sbalzo (vedi figg. 2.1 e 2.2). Tale interfaccia avrà una scanalatura superiore dove si andrà ad alloggiare la base della torre, essa supporta la massa totale della torre e tutte le combinazioni di carico connesse a sisma e vento. I tenditori in acciaio che fuoriescono dalla base inferiore della torre si inseriscono all'interno di guide in acciaio inghisate nella ghiera di interfaccia Torre-Plinto, la parte finale di tale guida presenta un bicchiere in acciaio con diametro maggiore della guida, la superficie creata dalla differenza dei due diametri, diventa una superficie di battuta sulla quale si andrà a scaricare la pressione generata dalle forze di trazione dei tiranti, le forze risultanti sulla ghiera saranno rivolte

verso l'alto, mentre sulla scanalatura superiore della ghiera andranno ad agire tutte forze di pressione con direzione verso il basso. L'altezza totale della fondazione è pari a 3,90 m, l'altezza della fondazione nella zona tronco-conica varia da 3,40 m a raggio 8,25 m fino a 2,95 m sul bordo esterno. La parte superiore della fondazione è situato a 20 cm sopra il livello del suolo. L'area della piastra di fondazione al di là della base è coperta da materiale di recupero con massa volumica a secco di 18 kN/m². L'altezza dello strato di copertura del plinto varia tra, 30 cm e 80 cm sul bordo. La fondazione è rinforzata in direzione radiale e tangenziale con armatura metallica.

Si prevede di realizzare plinti su pali, in funzione delle analisi geologiche e geotecniche espletate in fase esecutiva. In questa prima fase si prevedono di utilizzare per le fondazioni indirette n° 54 pali di diametro Ø100 cm posti su due file, rispettivamente i primi 36 pali posti su un raggio di 16,5 m, i restati 18 pali posti su un raggio pari a 12 m. Le congiungenti degli assi di due generici pali contigui con il centro del plinto forma un angolo di 10° per la fila più esterna e 20° per quella più interna.

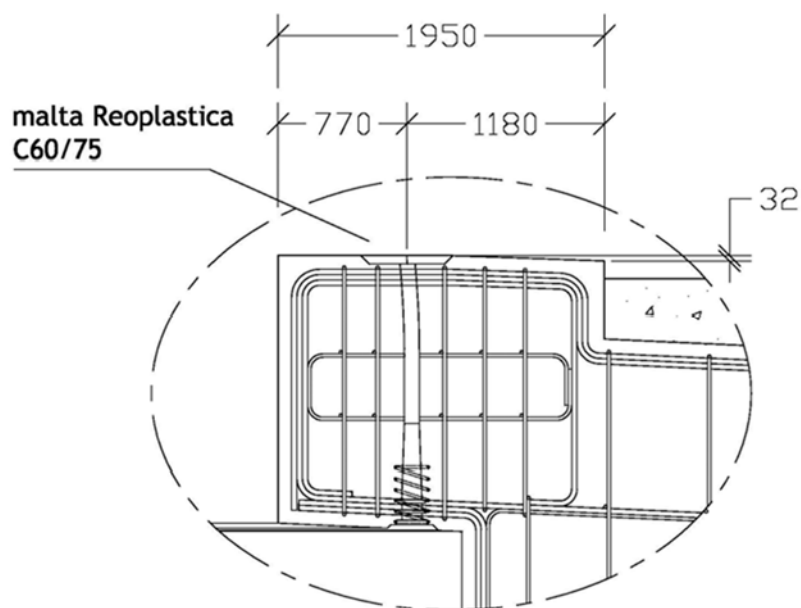
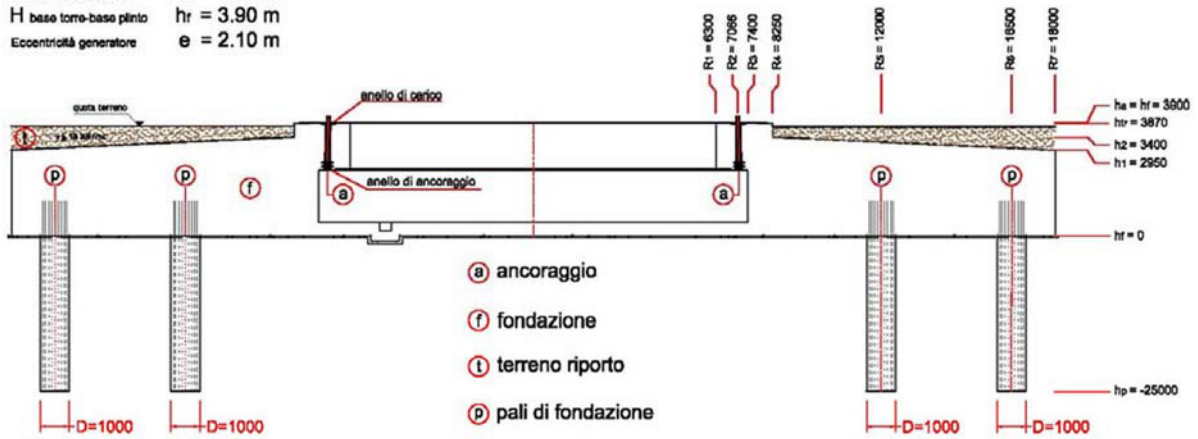


Fig. 2.1: Sezione di interfaccia Torre-Plinto

SEZIONE A-A

H mozzo-base torre $h_m = 135$ m
 H base torre-base plinto $h_r = 3.90$ m
 Eccentricità generatore $e = 2.10$ m



PIANTA ESTRADOSSO

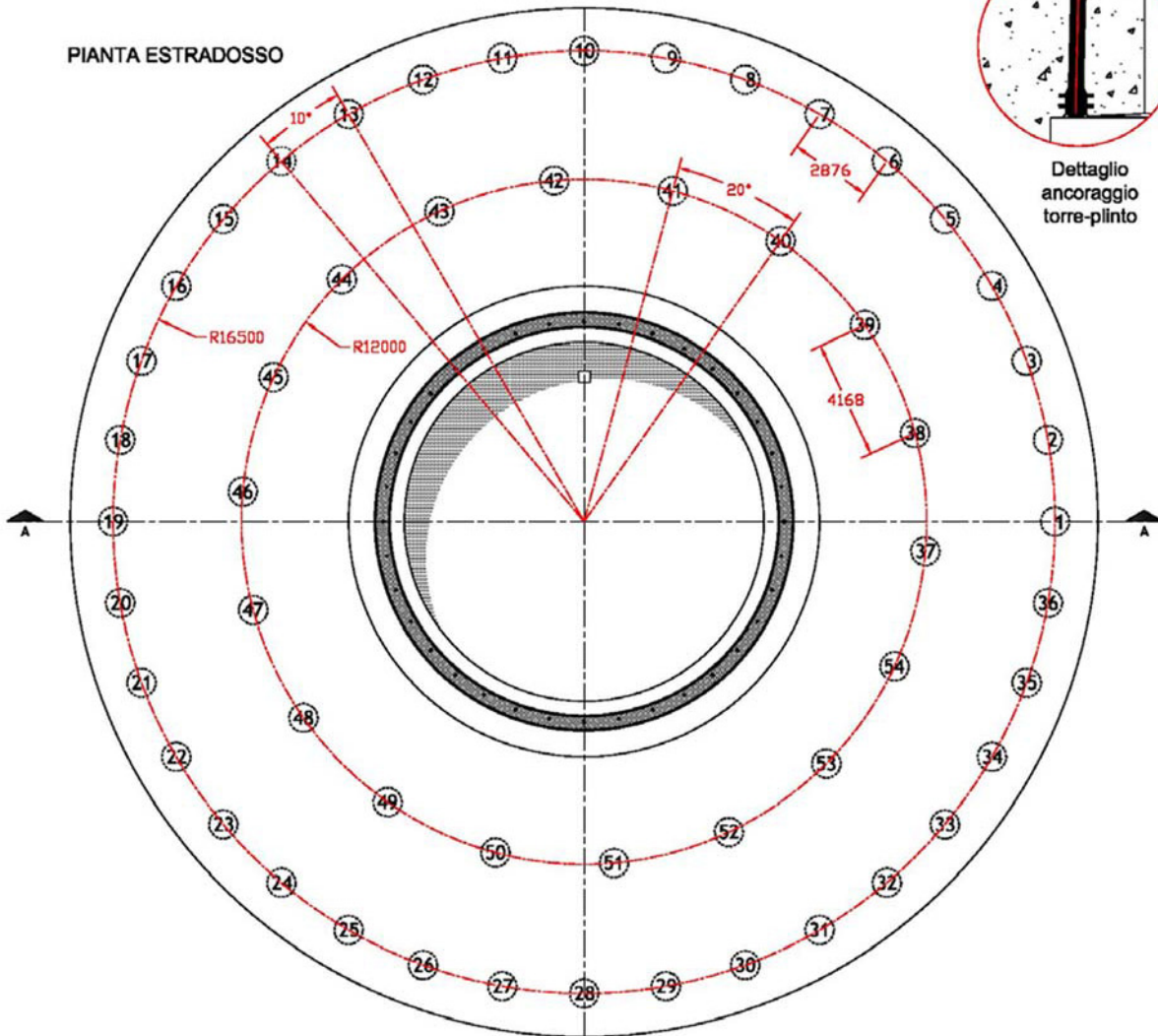


Fig. 2.2: Pianta Plinto di fondazione

NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Nell'esecuzione del progetto, nel calcolo strutturale, nella modalità di posa in opera si è tenuto conto della normativa di seguito riportata:

NORMATIVA NAZIONALE

Legge 05/11/1971 n.1086: Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica;

Legge 02/02/1974 n.64: Ministero dei lavori pubblici - Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;

Decreto Ministeriale 16/01/1996: Norme tecniche relative ai "Criteri generali per la verifica\di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi;

Decreto Ministeriale 09/01/1996: Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche;

Decreto Ministeriale 11/03/1988: Ministero dei lavori pubblici - Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione;

Decreto Ministeriale 11/03/1988: Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione;

Circolare Ministero LL.PP. 24/09/1988 n.30483: Legge 02/07/1974 – D.M. 11/03/1988 – Istruzioni per l'applicazione;

Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 14-01-08: Costruzioni in calcestruzzo (par.4.1), Costruzioni in legno (par.4.4), Costruzioni in muratura (par.4.5), Progettazione geotecnica (cap.6), Progettazione per azioni sismiche (cap.7), Costruzioni esistenti (cap.8), Riferimenti tecnici (cap.12), EC3;

Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 14-01-08: Sicurezza (cap.2), Azioni sulle costruzioni (cap.3), Progettazione geotecnica (cap.6), Progettazione per azioni sismiche (cap.7), Costruzioni esistenti (cap.8), Riferimenti tecnici (cap.12).

NORMATIVA INTERNAZIONALE

IEC 61400-1, 2° edition, Februar 1999: Wind turbine generator system – Part1: Safety requirements;

UNI 9858: Concrete. Performance, production, placing and compliance criteria;

UNI ENV 1992-1-1 del 31-01-1993 Eurocodice 2: Progettazione delle strutture di calcestruzzo;

MATERIALI IMPIEGATI

Sono stati utilizzati i seguenti materiali:

1. Calcestruzzo di classe C 30/37 UNI EN 206-1 per il plinto e i pali di fondazione
 - Classe di esposizione XC4, XF1, XA1 (secondo la norma EN 206)
 - Consistenza S4
 - Max pezzatura inerte 2,5 centimetri
 - $f_{ck} = 30,71$ MPa
 - $f_{cd} = 20,46$ MPa
 - $f_{ctd} = 2,31$ MPa
 - $\gamma_{cls} = 2500$ Kgf/m³
2. Calcestruzzo di classe C 16/20 UNI EN 206-1 per lo strato di sottofondazione;
 - Consistenza S4
 - Max pezzatura inerte 2,5 centimetri
 - $f_{ck} = 16,60$ MPa
 - $f_{cd} = 10,66$ MPa
 - $f_{ctd} = 1,52$ MPa
 - $\gamma_{cls} = 2500$ Kgf/m³
3. Ferro per armature plinto e pali di fondazione B450C UNI EN 10080 – barre ad aderenza migliorata poco sensibile alle aggressioni chimiche.
 - $f_R = 540$ Mpa (rottura)
 - $f_s = 450$ Mpa (snervamento)

prospetto F.1 Valori limite raccomandati per la composizione e le proprietà del calcestruzzo

Nessun rischio di corrosione o attacco	Classi di esposizione													Ambienti chimici aggressivi														
	Corrosione da carbonatazione				Acqua marina				Altri cloruri (diversi dall'acqua di mare)								Attacco gelo/disgelo											
	XC1		XC2		XC3		XC4		XS1		XS2		XS3							XD1		XD2		XD3		XF1	XF2	XF3
Rapporto massimo a/c	-	0,65	0,60	0,55	0,50	0,50	0,45	0,45	0,50	0,50	0,45	0,45	0,55	0,55	0,45	0,55	0,55	0,55	0,45	0,55	0,55	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45	0,45	
Classe di resistenza minima	C12/15	C20/25	C25/30	C30/37	C30/37	C30/37	C30/37	C30/37	C30/37	C30/37	C30/37	C30/37	C30/37	C30/37	C30/37	C30/37	C30/37	C30/37	C30/37	C30/37	C30/37	C30/37	C30/37	C30/37	C30/37	C30/37	C30/37	C35/45
Contenuto minimo di cemento (kg/m ³)	-	260	280	280	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	320	360
Contenuto minimo di aria (%)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Altri requisiti	Aggregati in accordo alla EN 12620 con sufficiente resistenza al gelo/disgelo													Cemento resistente ai solfati ^{b)}														

a) Quando il calcestruzzo non contiene aria aggiunta, le sue prestazioni dovrebbero essere verificate conformemente ad un metodo di prova appropriato rispetto ad un calcestruzzo per il quale è provata la resistenza al gelo/disgelo per la relativa classe di esposizione.

b) Qualora la presenza di SO₄ comporti le classi di esposizione XA2 e XA3, è essenziale utilizzare un cemento resistente ai solfati. Se il cemento è classificato a moderata o ad alta resistenza ai solfati, il cemento dovrebbe essere utilizzato in classe di esposizione XA2 (e in classe di esposizione XA1 se applicabile) e il cemento ad alta resistenza, ai solfati dovrebbe essere utilizzato in classe di esposizione XA3.

GRANDEZZE GEOTECNICHE

(Vedi relazione geotecnica).

CARICHI

Nel seguente paragrafo si riportano i carichi da applicare nel calcolo essi si dividono in carichi impressi al plinto dall'aerogeneratore e carichi quali il peso proprio del plinto di fondazione e pesi dovuto al ricoprimento del plinto.

Carichi impressi al plinto dall'aerogeneratore

I carichi relativi alle sollecitazioni vengono forniti dal produttore e tengono presente quanto prescritto nella IEC 61400-1 in particolare si dividono in condizioni normali di funzionamento e in condizioni estreme ossia:

Extreme 6.1: Parcheggio (macchina ferma o funzionante a vuoto) con raffica 50 anni ($V=42,5$ m/s ed $\alpha=-8^\circ$);

Extreme 6.2: Parcheggio (macchina ferma o funzionante a vuoto) con possibile perdita di rete elettrica con raffica 50 anni ($V=42,5$ m/s ed $\alpha=200^\circ$);

Normal 1.0: Produzione di potenza;

Normal 5.1: Arresto di emergenza ($V=12,0$ m/s ed $\alpha=0^\circ$);

Il sistema di riferimento adottato è quello riportato in fig 6.1

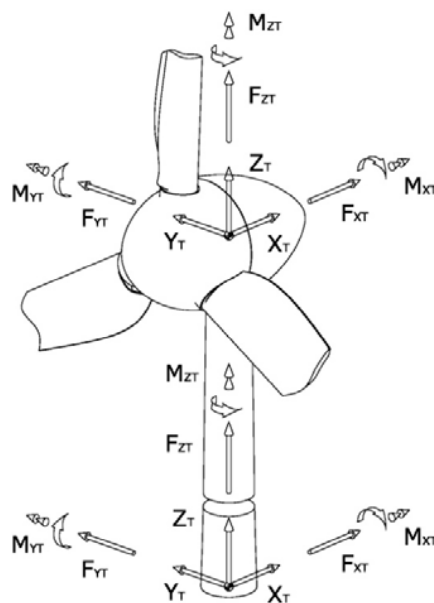
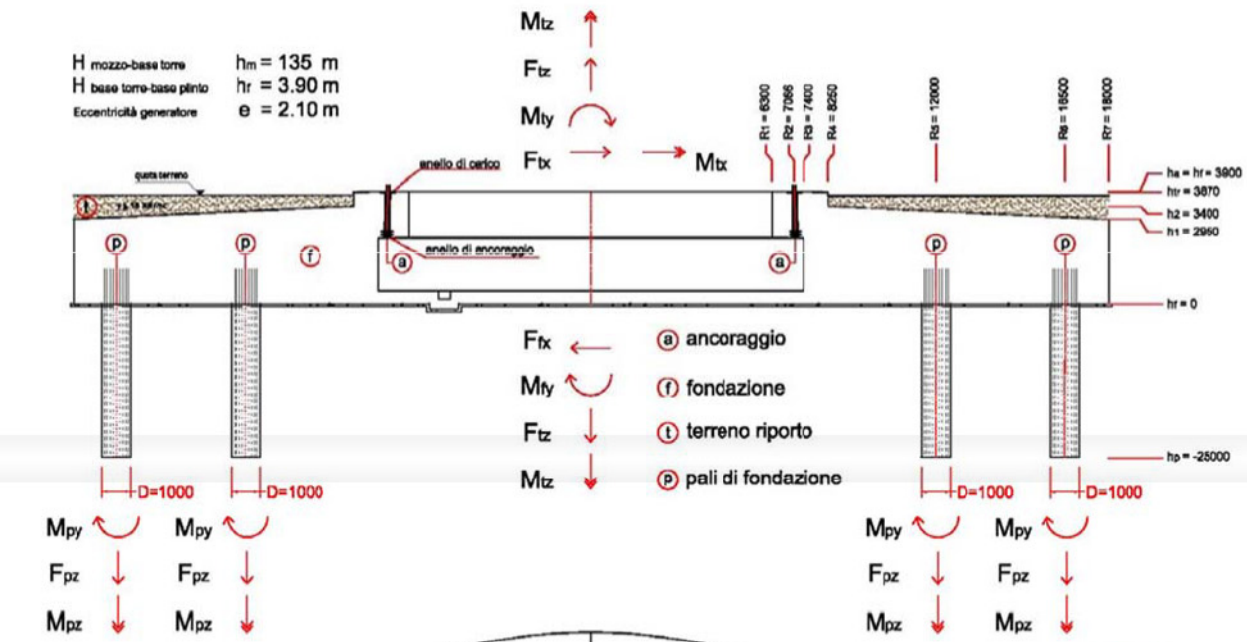


Fig. 6.1: Sistema di riferimento adottato

SEZIONE A-A

H mozzo-base torre $h_m = 135$ m
 H base torre-base plinto $h_r = 3.90$ m
 Eccentricità generatore $e = 2.10$ m



PIANTA ESTRADOSSO

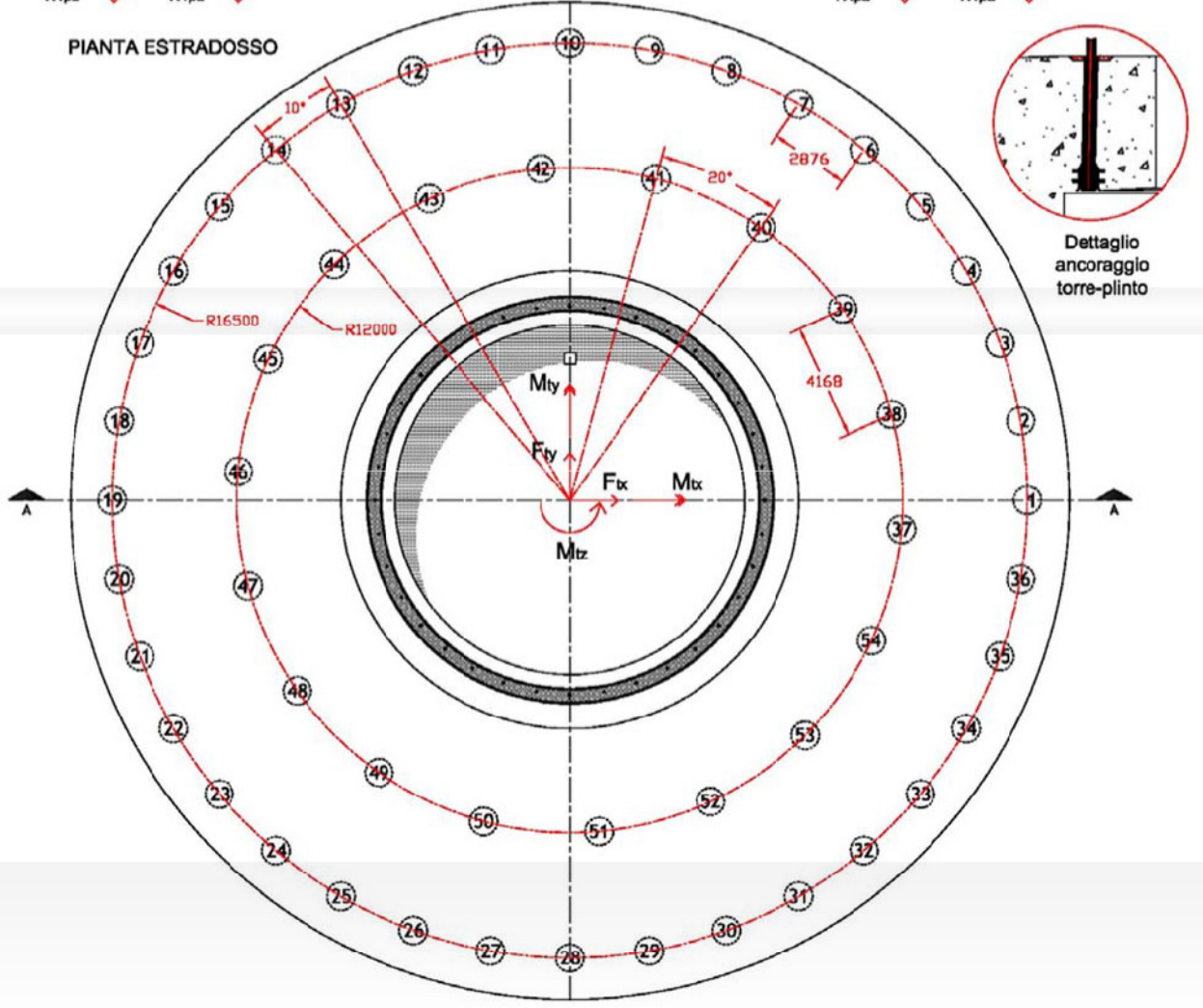
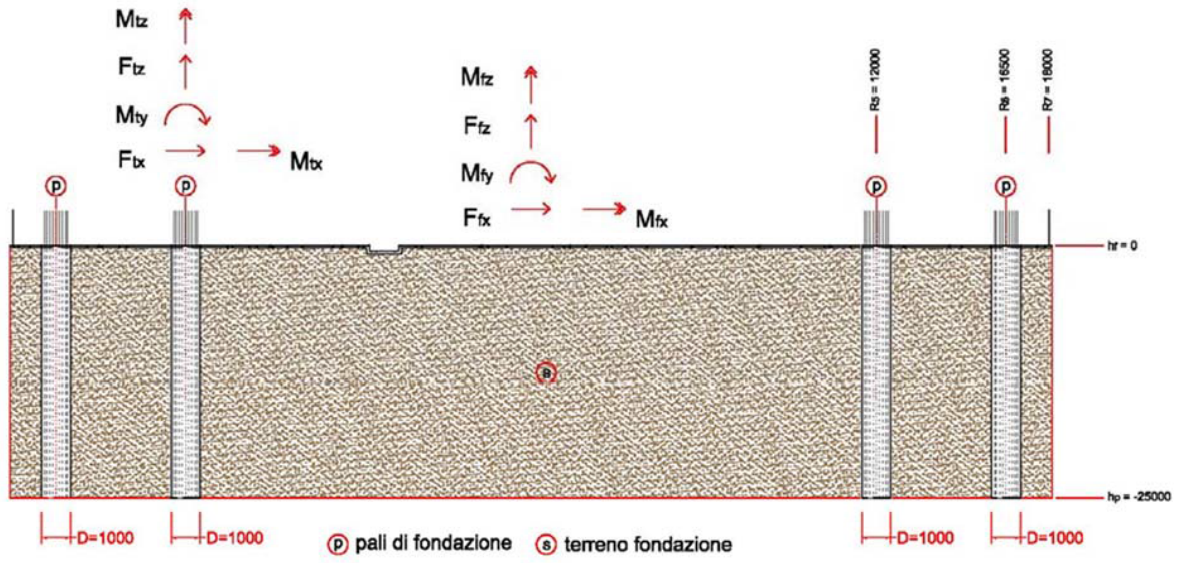


Fig. 6.2: Forze applicate all'estradosso di fondazione

SEZIONE A-A



PIANTA INTRADOSSO

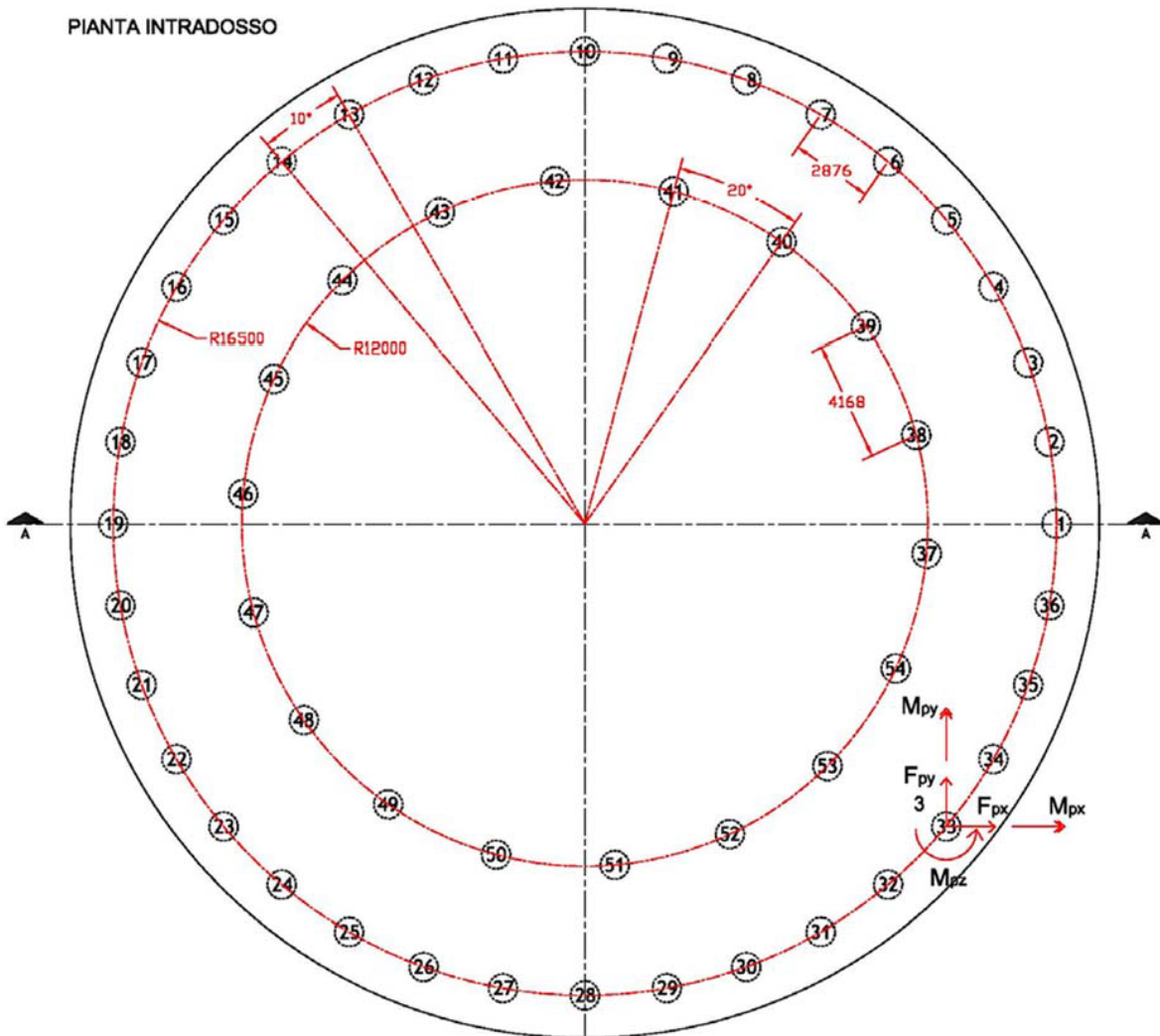


Fig. 6.3: Forze applicate all'estradosso di fondazione

I carichi si dividono in:

F_{xy} carico risultante orizzontale;

F_z carico verticale;

M_{xy} momento risultante;

M_z momento agente intorno all'asse z;

Nel seguente calcolo, al fine di dimensionare la struttura di fondazione, si utilizza la condizione di carico più gravosa per una torre da 6 MW con diametro delle eliche fino a **180** mt e altezza mozzo fino a **140** mt.

I dati riportati in tabella sono le condizioni di carico più gravose, e sono quelle che utilizzeremo per effettuare il seguente calcolo strutturale.

Ipotesi di carico	γ_{aereo}	γ_{masse}	F_{xy}	F_z	M_{xy}	M_z
			kN	kN	kNm	kNm
Extreme 6.2	1,00	1,00	2480	-70156	289542	11700

Il carico prodotto dal vento non sarà mai statico su una sola direzione, ma potrà variare su 360 gradi, per tale motivo nella successiva progettazione delle armature prenderemo in considerazione la zona più sollecitata (evidenziata in rosso nei diagrammi delle aree minime) per il calcolo delle armature all'interno del plinto, armando in modo omogeneo (in senso radiale e anulare) tutti i 360 gradi che compongono il plinto di fondazione.

Per avvalorare maggiormente i **valori di carico massimo** forniti dai costruttori, abbiamo elaborato mediante modelli matematici le azioni che il vento imprime all'aerogeneratore e di conseguenza le sollecitazioni risultanti applicate al plinto di fondazione, in seguito saranno riportati in tabella i risultati ottenuti.

Dati Vento	
Regione:	Puglia
Periodo di ritorno [anni]	50
Altezza S.L.M. [m]	400
Altezza costruzione [m]	200
Distanza dalla costa	Terra oltre 30Km e h < 500m
Classe di rugosità	D
Ct	1
Cd	1
Zona 3	

Categoria 2	
Vref [m/s] =	27,00
qref [Kg/mq] =	45,56
Ce =	4,58

- $C_p = 1,2$ se $d x (C_e x Pr) \exp 0,5 \leq 2,2$
 $C_p = 1,783 - 0,263 x d x C_e x Pr$ se $2,2 \leq d x (C_e x Pr) \exp 0,5 \leq 4,2$
 $C_p = 0,7$ se $d x (C_e x Pr) \exp 0,5 \geq 2,2$
 C_p nella torre risulta essere in ogni sezione 0,7

- Forze e momenti applicati alla base della torre (da carichi del vento sulla torre):

CALCOLO FORZE VENTO SULLA TORRE									
z	Δz	d	$C_e(C_t, Z)$	$S = C_e x Pr$	$C_p(d, Pr)$	$P = C_p x C_d x S$	$Q = P x d$	$F = Q x \Delta z$	$M = F x z$
[m]	[m]	[m]	[-]	[KN/mq]	[-]	[KN/mq]	[KN/m]	[KN]	[KNm]
0,00	0,00	14,50	1,80	0,82	0,70	0,57	8,32	0,00	0,00
10,00	10,00	12,80	2,35	1,07	0,70	0,75	9,59	95,94	959,36
20,00	10,00	11,30	2,81	1,28	0,70	0,90	10,13	101,27	2025,44
30,00	10,00	9,90	3,09	1,41	0,70	0,99	9,76	97,57	2926,99
40,00	10,00	8,80	3,30	1,50	0,70	1,05	9,26	92,62	3704,78
50,00	10,00	8,10	3,47	1,58	0,70	1,11	8,96	89,64	4482,19
60,00	10,00	7,50	3,61	1,64	0,70	1,15	8,64	86,35	5181,14
70,00	10,00	6,90	3,73	1,70	0,70	1,19	8,21	82,08	5745,95
80,00	10,00	6,30	3,83	1,75	0,70	1,22	7,70	76,96	6156,51
90,00	10,00	5,90	3,92	1,79	0,70	1,25	7,38	73,76	6638,75
100,00	10,00	5,30	4,01	1,83	0,70	1,28	6,78	67,78	6778,38
110,00	10,00	4,90	4,08	1,86	0,70	1,30	6,38	63,76	7013,82
120,00	10,00	4,50	4,15	1,89	0,70	1,32	5,96	59,56	7147,39
130,00	10,00	4,20	4,22	1,92	0,70	1,35	5,65	56,53	7348,70
							somma	1043,83	66109,40

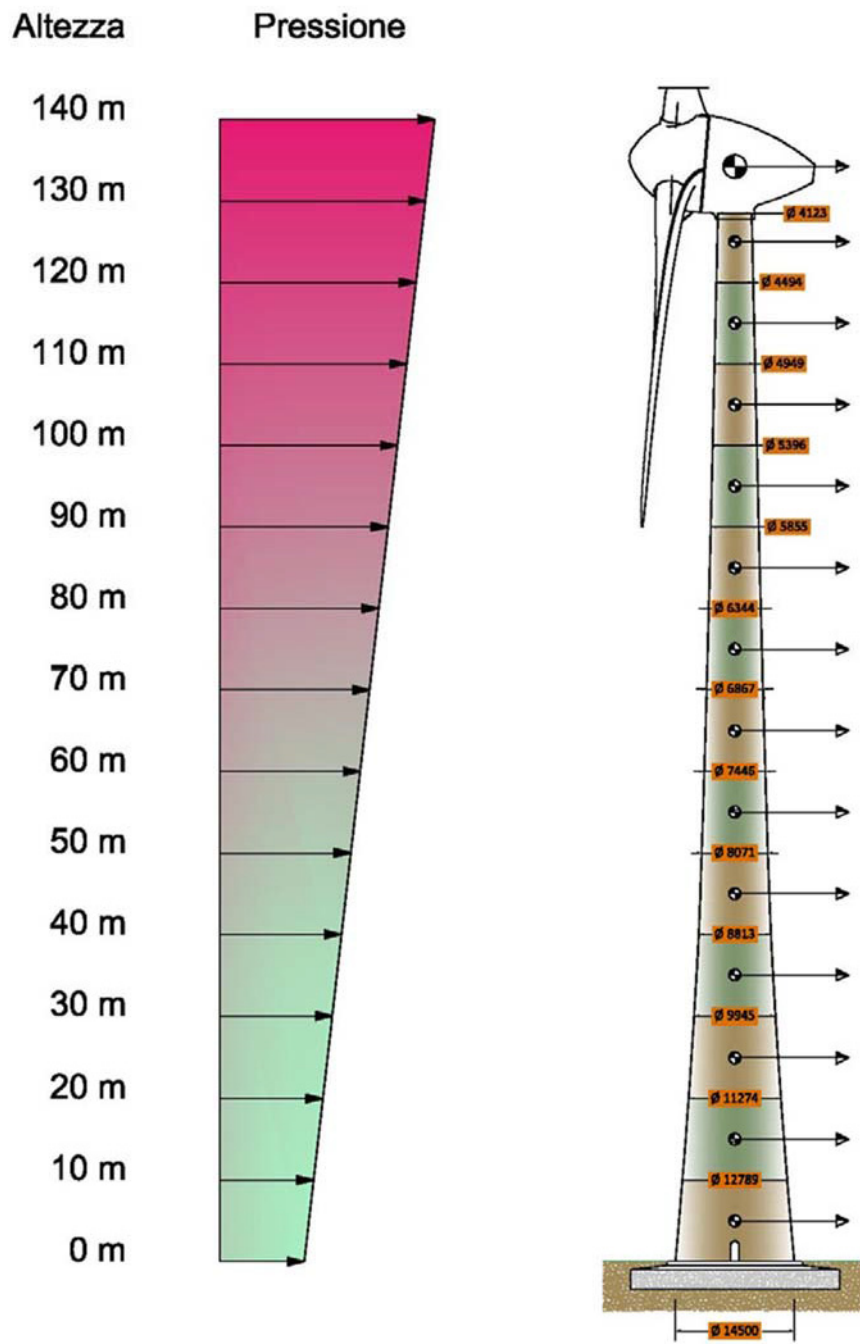


Fig. 6.4: Carichi vento su torre

- Forze e momenti applicati alla base della torre (da carichi del vento sulla pala 1):

CALCOLO FORZE VENTO SULLA PALA 1									
z	Δz	d	$C_e(C_t, Z)$	$S = C_e \times Pr$	$C_p(d, Pr)$	$P = C_p \times C_d \times S$	$Q = P \times d$	$F = Q \times \Delta z$	$M = F \times z$
[m]	[m]	[m]	[-]	[KN/mq]	[-]	[KN/mq]	[KN/m]	[KN]	[KNm]
70,00									
70,00	0,00	1,00	3,73	1,70	1,20	2,04	2,04	0,00	0,00
80,00	10,00	2,60	3,83	1,75	1,20	2,09	5,44	54,45	4355,63
90,00	10,00	3,10	3,92	1,79	1,20	2,14	6,64	66,44	5979,70
100,00	10,00	3,70	4,01	1,83	1,20	2,19	8,11	81,12	8112,13
110,00	10,00	4,30	4,08	1,86	1,20	2,23	9,59	95,92	10551,40
120,00	10,00	5,90	4,15	1,89	1,20	2,27	13,39	133,87	16064,61
130,00	10,00	5,50	4,22	1,92	1,20	2,31	12,69	126,90	16497,09
							somma	558,70	61560,55

- Forze e momenti applicati alla base della torre (da carichi del vento sulle pale 2 o 3)

CALCOLO FORZE VENTO SULLA PALA 2 - 3									
z	Δz	d	$C_e(C_t, Z)$	$S = C_e \times Pr$	$C_p(d, Pr)$	$P = C_p \times C_d \times S$	$Q = P \times d$	$F = Q \times \Delta z$	$M = F \times z$
[m]	[m]	[m]	[-]	[KN/mq]	[-]	[KN/mq]	[KN/m]	[KN]	[KNm]
140,00									
140,00	0,00	11,50	4,28	1,95	1,20	2,34	26,91	0,00	0,00
150,00	10,00	7,50	4,34	1,98	1,20	2,37	17,80	177,97	26695,07
160,00	10,00	5,50	4,39	2,00	1,20	2,40	13,20	132,01	21122,05
170,00	10,00	2,10	4,44	2,02	1,20	2,43	5,10	50,98	8666,42
							somma	360,96	56483,54

- Forze e momenti applicati alla base della torre (da carichi del vento sulla navicella)

CALCOLO FORZE VENTO SULLA NAVICELLA									
z	Δz	d	$C_e(C_t, Z)$	$S = C_e \times Pr$	$C_p(d, Pr)$	$P = C_p \times C_d \times S$	$Q = P \times d$	$F = Q \times \Delta z$	$M = F \times z$
[m]	[m]	[m]	[-]	[KN/mq]	[-]	[KN/mq]	[KN/m]	[KN]	[KNm]
140,00									
130,00	0,00	12,00	4,22	1,92	0,80	1,54	18,46	0,00	0,00
140,00	10,00	12,00	4,28	1,95	0,80	1,56	18,72	187,21	26209,01
							somma	187,21	26209,01

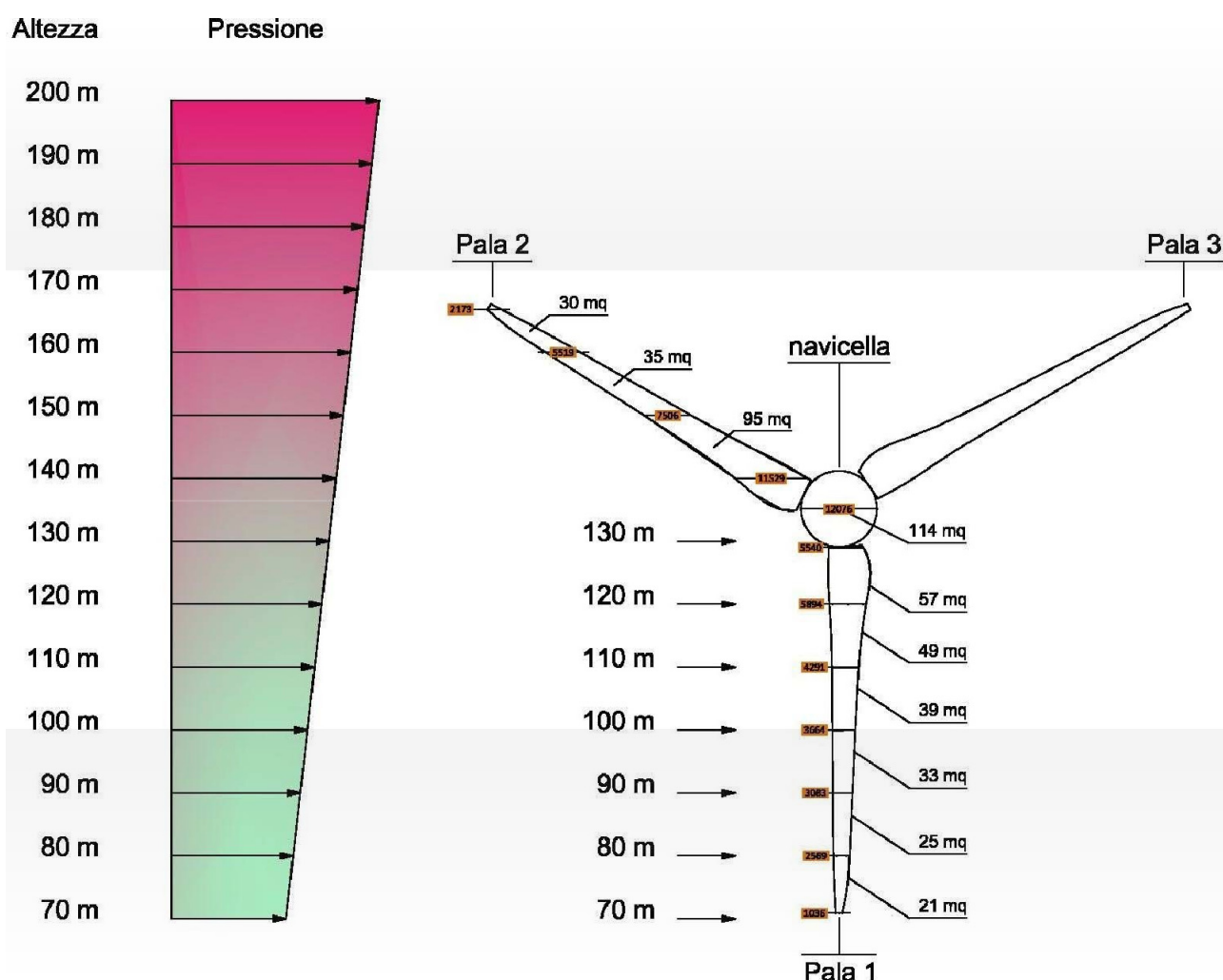


Fig. 6.5: Carichi vento su pale e navicella

Sommando i valori delle precedenti tabelle avremo una $F_{xy} = 2512 \text{ KN/m}$ e una $M_{xy} = 266.846 \text{ KNm}$. Appare evidente che i risultati ottenuti mediante il modello matematico da noi elaborato sono comparabili con quelli forniti dalla casa costruttrice anche se leggermente inferiori.

Pertanto utilizzando **valori di carico massimo** forniti dai costruttori che presentano valori più elevati rispetto a quelli calcolati ci andremo a porre in una condizione cautelativa a tutto vantaggio della sicurezza.

Carichi verticali dovuti al solo plinto di fondazione.

I carichi verticali, oltre al peso della torre, della navicella e del rotore contemplati nella ipotesi di carico precedente, sono il peso del plinto di fondazione e quella del terreno, infatti il peso del terreno sovrastante il plinto di fondazione non è del tutto trascurabile e per tale motivo stato riportato nel calcolo.

Il software strutturale utilizzato, in automatico genera il peso proprio della struttura di fondazione, in base al materiale impiegato e alla geometria del plinto di fondazione realizzata dal progettista. Inoltre è stato inserito come dato in ingresso l'altezza dello strato medio di terreno sovrastante il plinto di fondazione e la densità del materiale.

Viste le dimensioni geometriche del plinto sono state definite le seguenti grandezze:

Peso proprio $G_{k,1}$ 90621 kN
 Peso terreno $G_{k,2}$ 7542 kN

COMBINAZIONI DI CARICO

Secondo la IEC 61400, le condizioni di carico sono 10, in questa relazione di calcolo, visto che ha come finalità il predimensionamento delle strutture, è stata analizzata la condizione più gravosa Extreme 6.2, i dati inseriti all'interno del simulatore di calcolo per il dimensionamento del manufatto sono quelli esposti nella seguente tabella:

Ipotesi di carico	γ_{aereo}	γ_{masse}	F_{xy}	F_z	M_{xy}	M_z
			kN	kN	kNm	kNm
Extreme 6.2	1,00	1,00	2480	-70156	289542	11700

La condizione di carico sismica nella definizione dello stato limite ultimo, non sarà mai concomitante con quella per vento estremo inoltre quest'ultima è molto più gravosa e quindi non è verosimile e non previsto dalle norme la combinazione di carico Vento + Sisma.

The screenshot shows a software window with a menu bar (Condizion, Concentrat, Lineari, Superficiali, Termici, Potenziali, Incompatibilità, Combinazioni) and a grid of compatibility indicators. The rows and columns represent load cases: 1) Pesi strutturali, 2) Vento, 3) Delta T, 4) Sisma X SLV, 5) Sisma Y SLV, 6) Sisma Z SLV, 7) Eccentricità Y per sisma X SLV, 8) Eccentricità X per sisma Y SLV, 9) Sisma X SLD, 10) Sisma Y SLD, 11) Sisma Z SLD, 12) Eccentricità Y per sisma X SLD, 13) Eccentricità X per sisma Y SLD. The grid contains checkmarks and 'X' marks indicating compatibility or incompatibility between these load cases.

Fig. 7.1: Incompatibilità Vento e Sisma

Famiglia "SLU"				
	Descrizione	Pesi strutturali	Vento	Delta T
▶ 1		1	0	0
2		1	1,5	0
3		1,3	0	0
4		1,3	1,5	0

Fig. 7.2: Combinazioni di carico SLU

MODELLO AGLI ELEMENTI FINITI

Per il progetto e la verifica del plinto di fondazione si è utilizzato un programma di calcolo agli elementi finiti. Il plinto di fondazione è stato modellato utilizzando 180 conci disposti su cinque file inferiori e 36 nella zona centrale questi sono quelli a diretto contatto con il terreno e che si interfacciano con i pali di fondazione, la struttura viene completata da un anello superiore composto da 36 conci, tale anello è fondamentale nel calcolo in quanto è la zona di interfaccia con la torre eolica. In totale quindi la struttura è composta da 252 conci. Nella modellazione FEM abbiamo impostato una maglia con lato minimo di 80 cm, il programma in automatico ha creato un numero ben definito di punti tale numero è riportato nei tabulati di calcolo allegati alla presente relazione. Naturalmente si è tenuto conto della variazione dell'altezza geometrica del plinto definendo 7 sottogruppi facilmente individuabili graficamente in base alle figure riportate in basso, inoltre le caratteristiche dei gruppi sono riportati sulla tabella riportata in seguito.

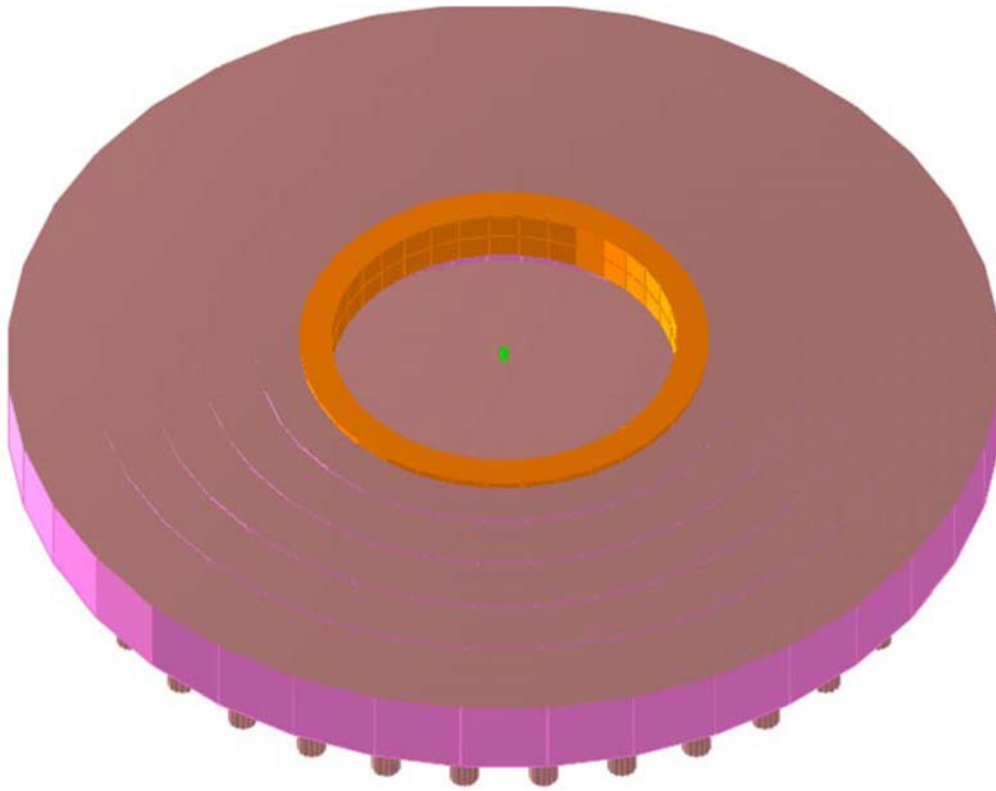


Fig. 8.1: Assonometria Plinto di Fondazione

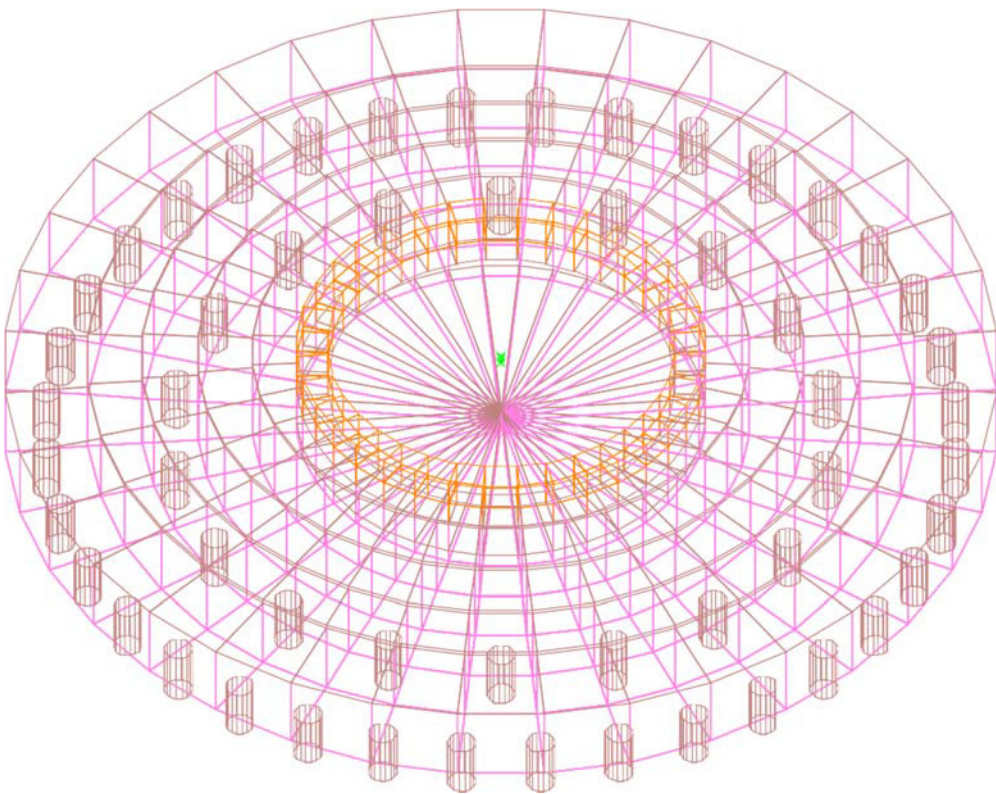


Fig. 8.2: Assonometria Plinto di Fondazione (a filo di ferro)

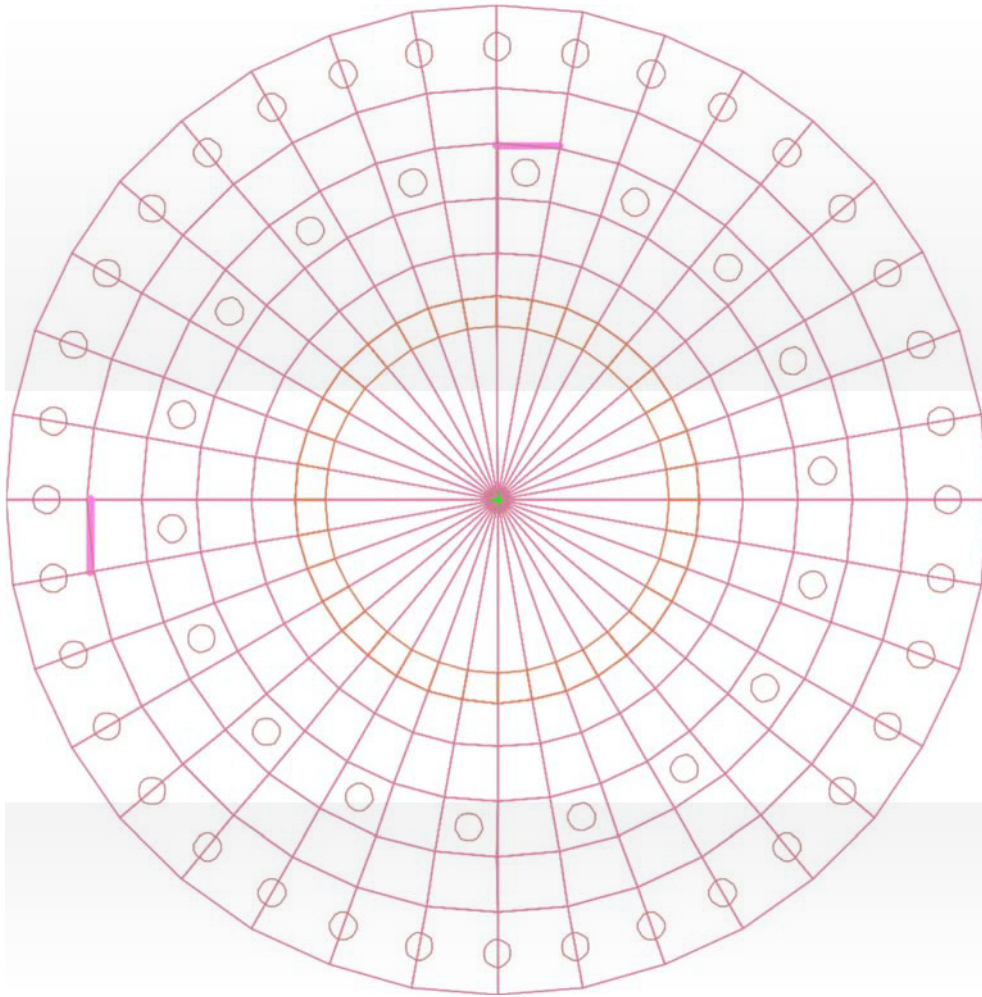


Fig. 8.3: Pianta Plinto di fondazione (a filo di ferro)

A causa della forma tronco conica del Plinto di fondazione è risultato necessario discretizzare la struttura in anelli concentrici, ogni anello inoltre è formato da 36 conci con i lati che seguono un andamento radiale e anulare, ogni gruppo inoltre ha un'altezza prefissata. Sono stati individuati sette gruppi aventi le caratteristiche riportate nella seguente tabella:

Sezioni [text]	Materiali [Text]	Tipo Elemento [Text]	Gruppo [Text]	Altezza Media [m]
Sezione 1	Calcestruzzo	Shell	Gruppo 1	3,00
Sezione 2	Calcestruzzo	Shell	Gruppo 2	3,15
Sezione 3	Calcestruzzo	Shell	Gruppo 3	3,30
Sezione 4	Calcestruzzo	Shell	Gruppo 4	3,45
Sezione 5	Calcestruzzo	Shell	Gruppo 5	3,60
Sezione 6	Calcestruzzo	Shell	Gruppo 6	0,50
Sezione 7	Calcestruzzo	Shell	Gruppo 7	1,60

Il programma schematizza la struttura attraverso l'introduzione nell'ordine di fondazioni, poste anche a quote diverse, platee, poggianti tutte su suolo elastico alla Winkler, di elementi verticali, pilastri e pareti in c.a. anche con fori, di orizzontamenti costituiti da solai orizzontali e inclinati (falde), e relative travi di piano e di falda; è ammessa anche l'introduzione di elementi prismatici in c.a. di interpiano con possibilità di collegamento in inclinato a solai posti a quote diverse. I nodi strutturali possono essere connessi solo a travi, pilastri e pareti, simulando così impalcati infinitamente deformabili nel piano, oppure a elementi lastra di spessore dichiarato dall'utente simulando in tal modo impalcati a rigidezza finita. I nodi appartenenti agli impalcati orizzontali possono essere connessi rigidamente ad uno o più nodi principali giacenti nel piano dell'impalcato; generalmente un nodo principale coincide con il baricentro delle masse. Tale opzione, oltre a ridurre significativamente i tempi di elaborazione, elimina le approssimazioni numeriche connesse all'utilizzo di elementi lastra quando si richiede l'analisi a impalcati infinitamente rigidi. Per quanto concerne i carichi, in fase di immissione dati, vengono definite, in numero a scelta dell'utente, condizioni di carico elementari le quali, in aggiunta alle azioni sismiche e variazioni termiche, vengono combinate attraverso coefficienti moltiplicativi per fornire le combinazioni richieste per le verifiche successive. L'effetto di disassamento delle forze orizzontali, indotto ad esempio dai torcenti di piano per costruzioni in zona sismica, viene simulato attraverso l'introduzione di eccentricità planari aggiuntive le quali costituiscono ulteriori condizioni elementari di carico da cumulare e combinare secondo i criteri del paragrafo precedente. Tipologicamente sono ammessi sulle travi e sulle pareti carichi uniformemente distribuiti e carichi trapezoidali; lungo le aste e nei nodi di incrocio delle membrature sono anche definibili componenti di forze e coppie concentrate comunque dirette nello spazio. Sono previste distribuzioni di temperatura, di intensità a scelta dell'utente, agenti anche su singole porzioni di struttura. Il calcolo delle sollecitazioni si basa sulle seguenti ipotesi e modalità:

- I pali sono modellati suddividendo l'asta in più aste immerse in terreni di stratigrafia definita dall'utente. Nei nodi di divisione tra le aste vengono inserite molle assialsimmetriche elastoplastiche precaricate dalla spinta a riposo che hanno come pressione limite minima la spinta attiva e come pressione limite massima la spinta passiva modificabile attraverso opportuni coefficienti.
- le piastre sono discretizzate in un numero finito di elementi lastrapietra con passo massimo assegnato in fase di immissione dati; nel caso di platee di fondazione i nodi sono collegati al suolo da molle aventi rigidezze alla traslazione verticale e richiesta anche orizzontale.
- La deformabilità nel proprio piano di piani dichiarati non infinitamente rigidi e di falde (piani inclinati) può essere controllata attraverso la introduzione di elementi membranali nelle zone di solaio.

- I disassamenti tra elementi asta sono gestiti automaticamente dal programma attraverso la introduzione di collegamenti rigidi locali.
- Alle estremità di elementi asta è possibile inserire svincolamenti tradizionali così come cerniere parziali (che trasmettono una quota di ciò che trasmetterebbero in condizioni di collegamento rigido) o cerniere plastiche.
- Alle estremità di elementi bidimensionali è possibile inserire svincolamenti con cerniere parziali del momento flettente avente come asse il bordo dell'elemento.
- Il calcolo degli effetti del sisma è condotto, a scelta dell'utente, con analisi statica lineare, con analisi dinamica modale o con analisi statica non lineare, in accordo alle varie normative adottate. Le masse, nel caso di impalcati dichiarati rigidi sono concentrate nei nodi principali di piano altrimenti vengono considerate diffuse nei nodi giacenti sull'impalcato stesso. Nel caso di analisi sismica vengono anche controllati gli spostamenti di interpiano.

In basso viene rappresentata la discretizzazione reticolare del modello FEM del plinto di fondazione, sono evidenti i due livelli di piastre, le zone da 1 a 6 sono disposte sul livello di fondazione mentre la zona 7 (interfaccia tra torre e plinto di fondazione) è disposta su un livello superiore. Inoltre sono stati discretizzati i 54 pali di fondazione disposti su due file allo scopo di ripartire meglio i carichi ingenti applicati, essi andranno a interagire con gli strati di terreno a maggiore consistenza. I pali hanno un diametro di 100 cm e una profondità di 25 metri.

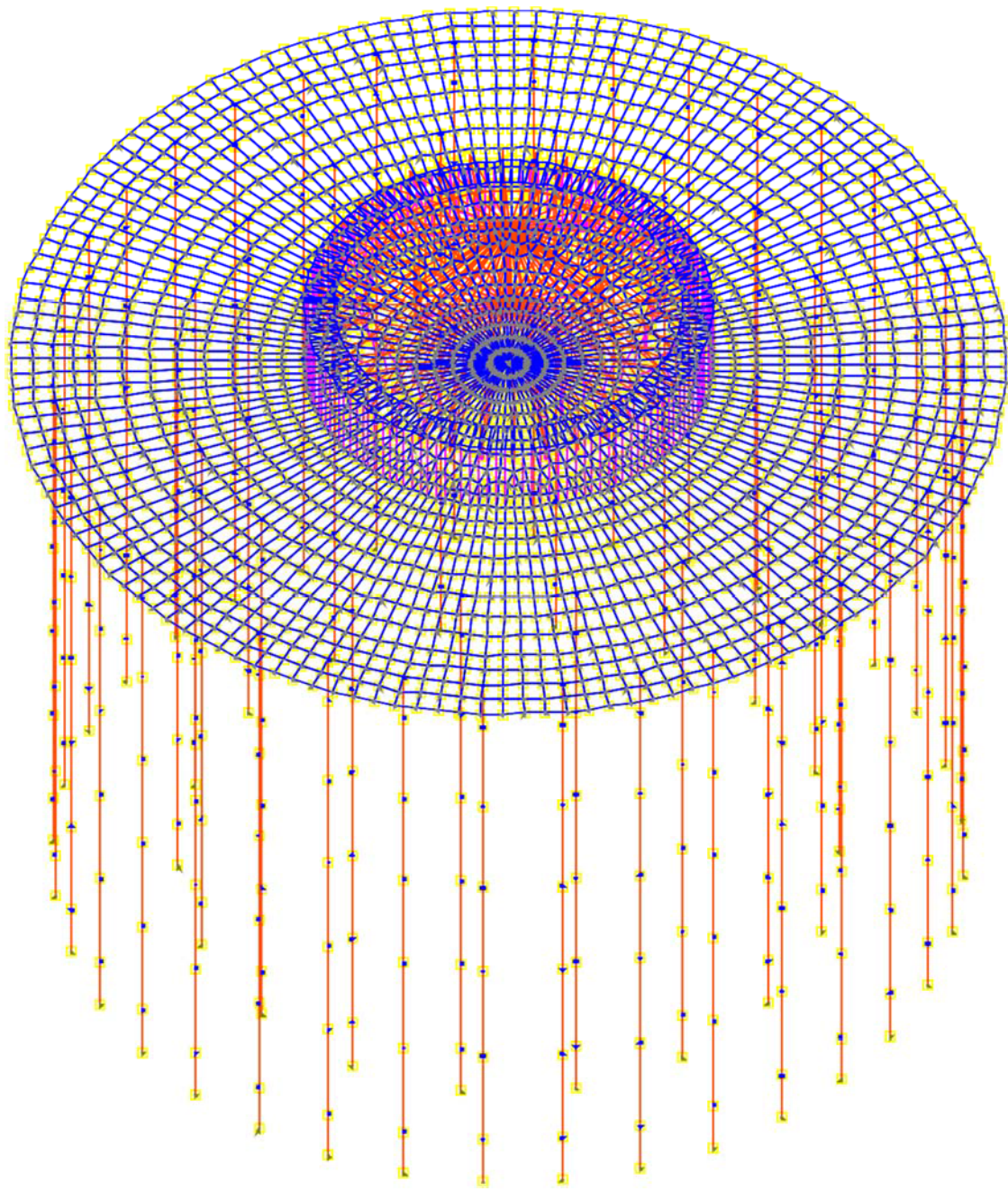


Fig. 8.4: Assonometria modello analisi fem

PROGETTO DELL'ARMATURA

La disposizione delle armature all'interno del plinto è l'operazione più importante del calcolo in quanto a causa della modalità di disposizione delle armature (radiali e anulari) non è stato possibile effettuare un calcolo automatico, ma sarà effettuato manualmente a cura del progettista.

Si è proceduto al progetto delle armature del plinto di fondazione nel rispetto delle prescrizioni NTC 2008. Per la determinazione delle aree di ferro previsto per metro lineare utilizzeremo i valori di ferro teorico riportati nelle figure in basso, per motivi di sicurezza per ogni tipo di armatura (orizzontale e verticale) prenderemo in considerazione il valore massimo della scala cromatica.

Vista la geometria del plinto di fondazione e le sollecitazioni a cui esso è soggetto, le armature, a secondo della loro disposizione in pianta, si distinguono in ferri anulari e in ferri radiali e sono stati definiti così come riportate nei paragrafi 8.1, 8.2, 8.3, 8.4, inoltre e non meno importante sarà seguito il calcolo delle armature verticali come riportate nei paragrafi 8.5, 8.6.

Nello specifico nel calcolo delle armature ritroveremo le seguenti voci:

- **Lunghezze** = localizzazione in pianta dell'iesimo elemento shell (concio elementare);
- **D** = la dimensione in pianta dell'iesimo elemento shell;
- **H** = Altezza media;
- **As** = l'area di ferro minima nel piano considerato;
- **Df** = Diametro del ferro utilizzato;
- **Af** = area di ferro da utilizzare;
- **n° ferro teorico** = il rapporto tra area di ferro minima e l'area del ferro da utilizzare;
- **n° ferri previsto** = deve essere superiore al n° ferri teorico e comunque di un numero tale da permettere la realizzazione di una magli metallica chiusa, simmetrica e regolare;

Progetto armature radiali superiori (orizzontali)

Sezione	Lunghezze		D	h	As	Df	Af	N° ferri teorico	N° ferri previsto
	[m]	[m]							
-	[m]	[m]	[m]		[cm ²]	[mm]	[cm ²]	-	-
1	18,0	15,0	3,0	3,00	8,0	26	5,3	1,51	3
2	15,0	13,0	2,5	3,15	6,3	26	5,3	1,18	3
3	13,0	11,0	2,2	3,30	1,3	26	5,3	0,24	3
4	11,0	9,0	1,9	3,45	1	26	5,3	0,23	3
5	9,0	7,4	1,5	3,60	12,7	26	5,3	2,39	3
6	7,4	0	1,2	0,50	7,9	26	5,3	1,51	3
7	8,3	6,3	1,2	1,60	74,7	32	8,0	9,33	10

Progetto armature radiali inferiori (orizzontali)

Sezione	Lunghezze		D	h	As	Df	Af	N° ferri teorico	N° ferri previsto
	[m]	[m]							
-	[m]	[m]	[m]		[cm ²]	[mm]	[cm ²]	-	-
1	18,0	15,0	3,0	3,00	28,7	32	8,0	3,58	4
2	15,0	13,0	2,5	3,15	37,6	32	8,0	4,70	5
3	13,0	11,0	2,2	3,30	50,6	32	8,0	6,32	7
4	11,0	9,0	1,9	3,45	62,6	32	8,0	7,82	8
5	9,0	7,4	1,5	3,60	89,8	32	8,0	11,22	12
6	7,4	0	1,2	0,50	43,7	32	8,0	5,46	6
7	8,3	6,3	1,2	1,60	74,7	32	8,0	9,33	10

Progetto armature anulari superiori (orizzontali)

Sezione	Lunghezze		D	h	As	Df	Af	N° ferri teorico	N° ferri previsto
	[m]	[m]							
-	[m]	[m]	[m]		[cm ²]	[mm]	[cm ²]	-	-
1	18,0	15,0	3,0	3,00	8,0	26	5,3	1,51	3
2	15,0	13,0	2,5	3,15	6,3	26	5,3	1,18	3
3	13,0	11,0	2,2	3,30	1,3	26	5,3	0,24	3
4	11,0	9,0	1,9	3,45	1,0	26	5,3	0,23	3
5	9,0	7,4	1,5	3,60	12,7	26	5,3	2,39	3
6	7,4	0	1,2	0,50	7,9	26	5,3	1,51	3
7	8,3	6,3	1,2	1,60	73,7	32	8,0	9,21	10

Progetto armature anulari inferiori (orizzontali)

Sezione	Lunghezze		D	h	As	Df	Af	N° ferri teorico	N° ferri previsto
	[m]	[m]							
-	[m]	[m]	[m]		[cm ²]	[mm]	[cm ²]	-	-
1	18,0	15,0	3,0	3,00	28,7	32	8,0	3,58	4
2	15,0	13,0	2,5	3,15	37,6	32	8,0	4,70	5
3	13,0	11,0	2,2	3,30	50,6	32	8,0	6,32	7
4	11,0	9,0	1,9	3,45	62,6	32	8,0	7,82	8
5	9,0	7,4	1,5	3,60	89,8	32	8,0	11,22	12
6	7,4	0	1,2	0,50	43,7	32	8,0	5,46	6
7	8,3	6,3	1,2	1,60	74,7	32	8,0	9,33	10

Progetto armature superiori (verticali)

Sezione	Lunghezze		D	h	As	Df	Af	N° ferri teorico	N° ferri previsto
	[m]	[m]							
-	[m]	[m]	[m]		[cm ²]	[mm]	[cm ²]	-	-
1	18,0	15,0	3,0	3,00	6,0	20	3,14	1,51	3
2	15,0	13,0	2,5	3,15	1,0	20	3,14	1,18	3
3	13,0	11,0	2,2	3,30	1,3	20	3,14	0,24	3
4	11,0	9,0	1,9	3,45	10,8	20	3,14	0,23	3
5	9,0	7,4	1,5	3,60	28,4	32	8,00	2,39	3
6	7,4	0	1,2	0,50	9,4	20	3,14	1,51	3
7	8,3	6,3	1,2	1,60	87,0	32	8,00	9,21	10

Progetto armature inferiori (verticali)

Sezione	Lunghezze		D	h	As	Df	Af	N° ferri teorico	N° ferri previsto
	[m]	[m]							
-	[m]	[m]	[m]		[cm ²]	[mm]	[cm ²]	-	-
1	18,0	15,0	3,0	3,00	6,0	20	3,14	1,51	3
2	15,0	13,0	2,5	3,15	1,0	20	3,14	1,18	3
3	13,0	11,0	2,2	3,30	1,3	20	3,14	0,24	3
4	11,0	9,0	1,9	3,45	10,8	20	3,14	0,23	3
5	9,0	7,4	1,5	3,60	28,4	32	8,00	2,39	3
6	7,4	0	1,2	0,50	9,4	20	3,14	1,51	3
7	8,3	6,3	1,2	1,60	87,0	32	8,00	9,21	10

Il carico prodotto dal vento non sarà mai statico su una sola direzione, ma potrà variare su 360 gradi, per tale motivo prenderemo in considerazione la zona più sollecitata (evidenziata in rosso nei diagrammi delle aree minime) per il calcolo delle armature all'interno del plinto, armando in modo omogeneo (in senso radiale e anulare) tutti i 360 gradi che compongono il plinto di fondazione.

Il numero di ferri previsti all'interno del plinto di fondazione sarà riportato nell'allegato grafico di armatura, su esso si troveranno altre informazioni di carattere tecnico utili al confronto delle armature dichiarate.

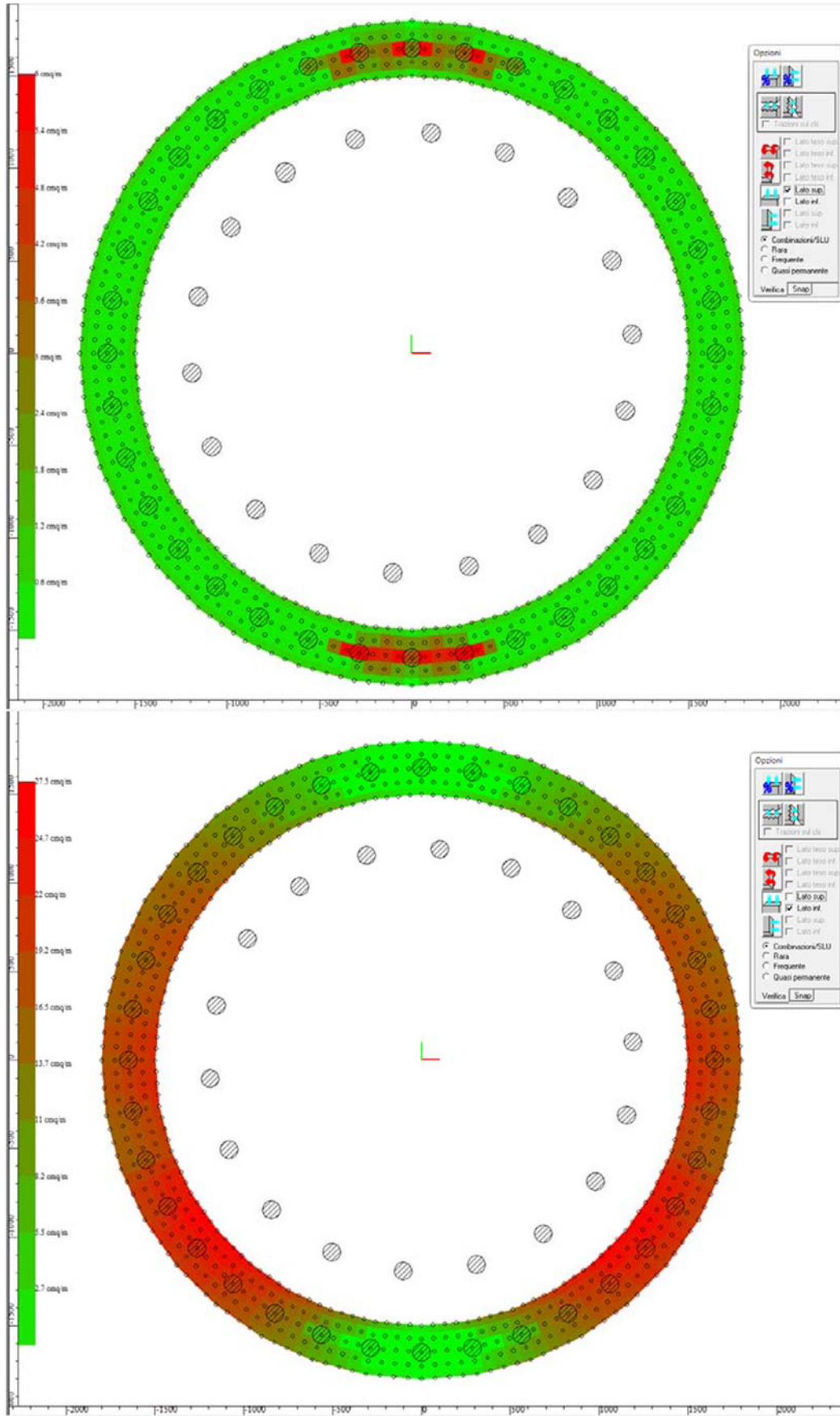


Fig. 9.1: Area minima di ferri verticali superiori e inferiori Zona 1

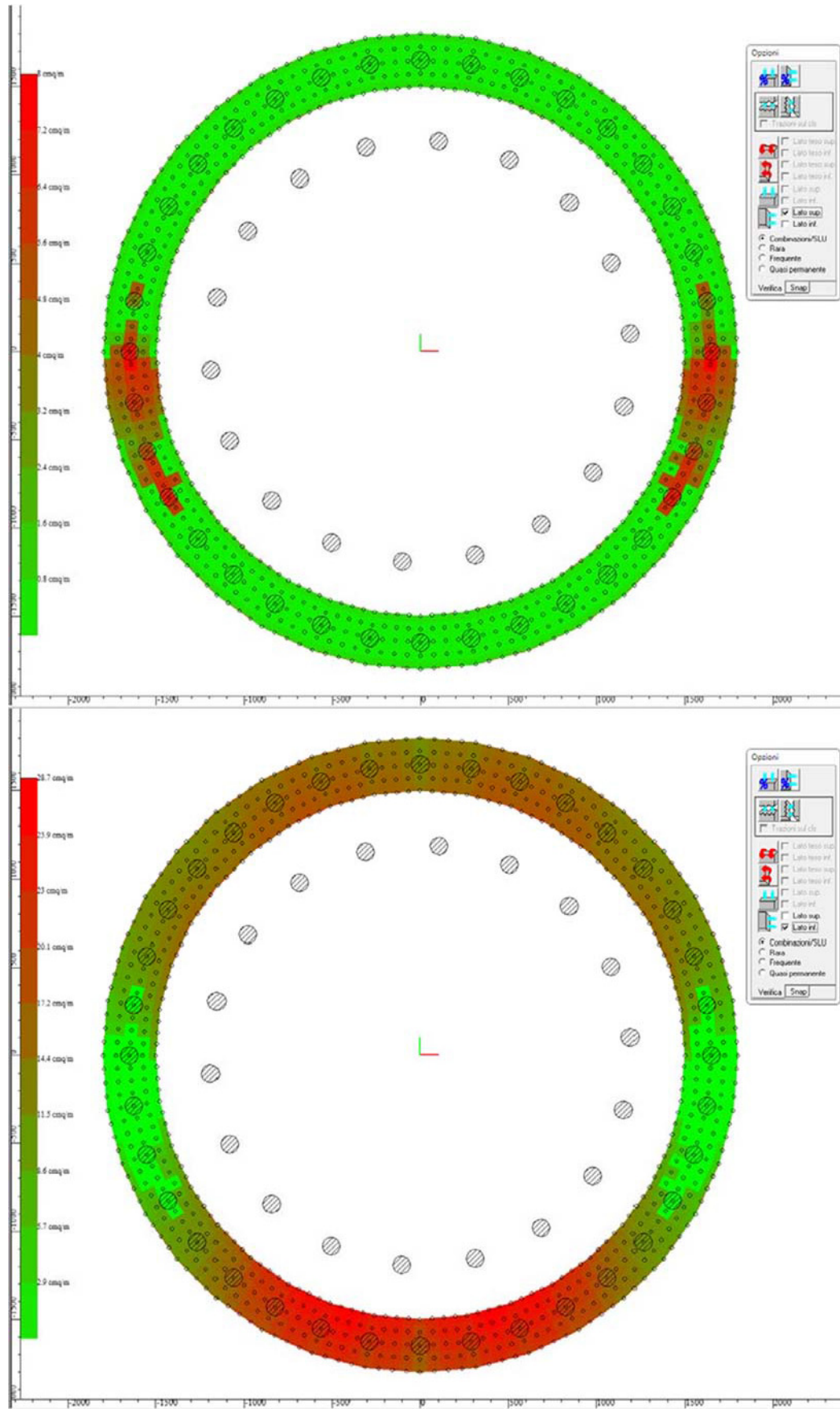


Fig. 9.2: Area minima di ferri orizzontali superiori e inferiori Zona 1

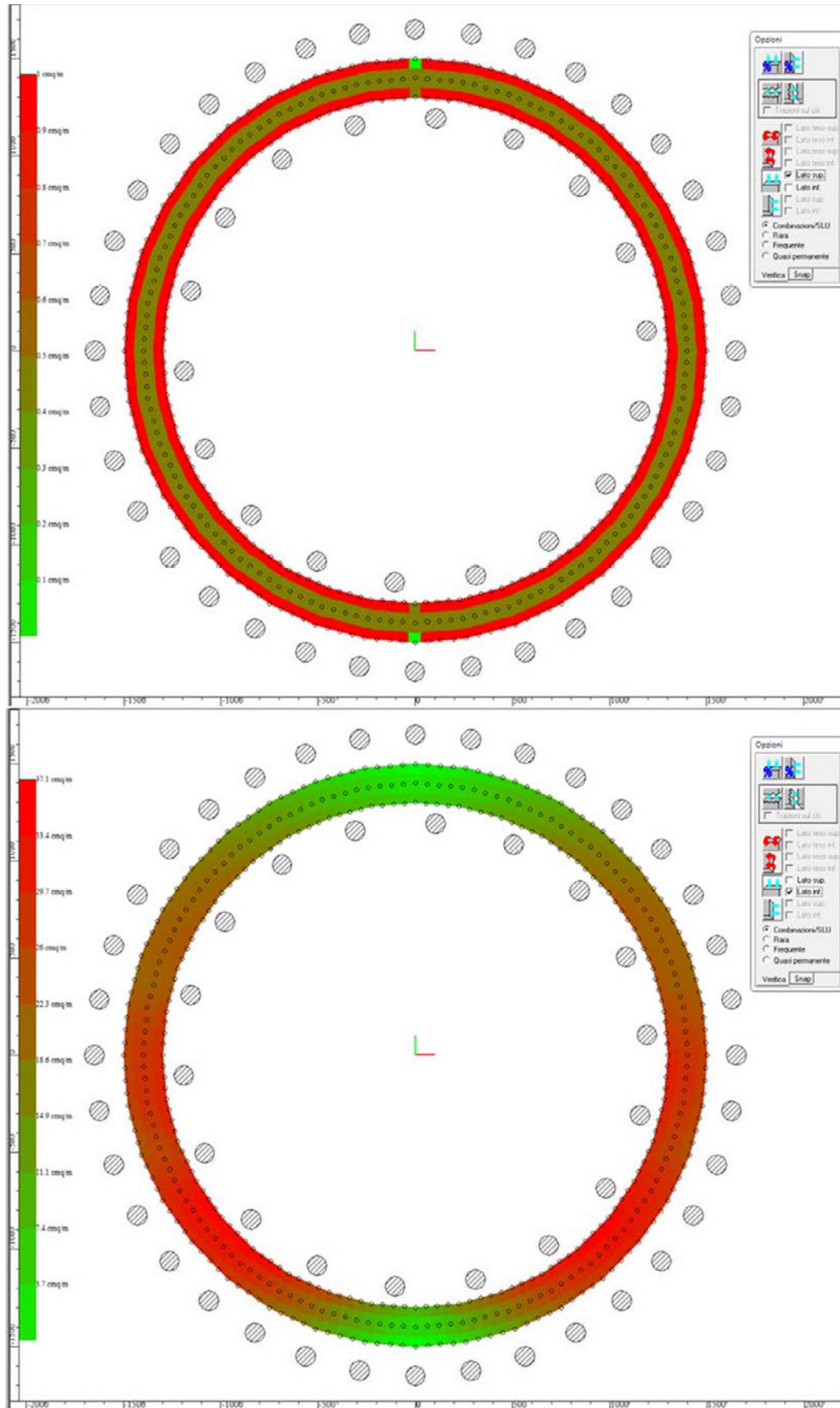


Fig. 9.3: Area minima di ferri verticali superiori e inferiori Zona 2

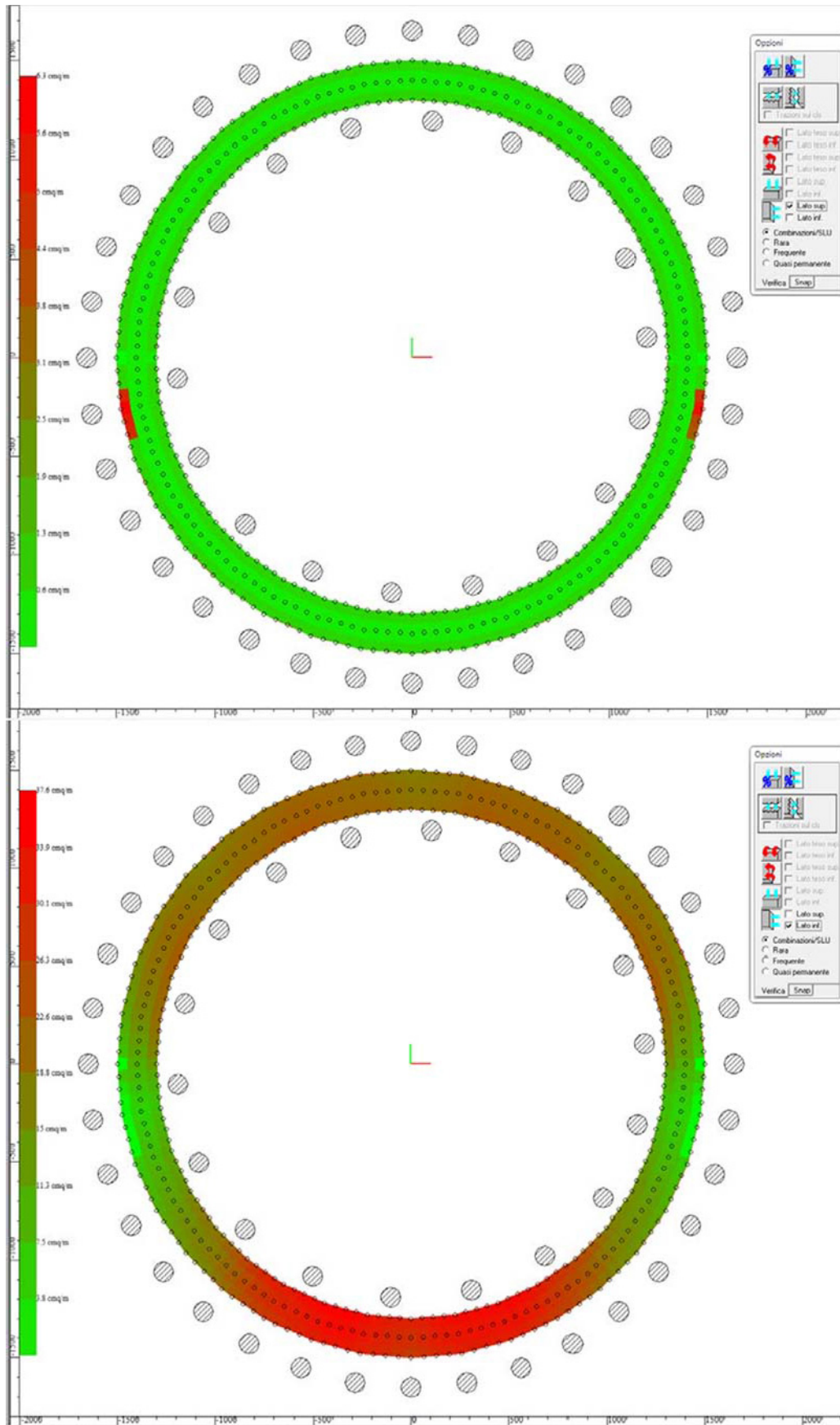


Fig. 9.4: Area minima di ferri orizzontali superiori e inferiori Zona 2

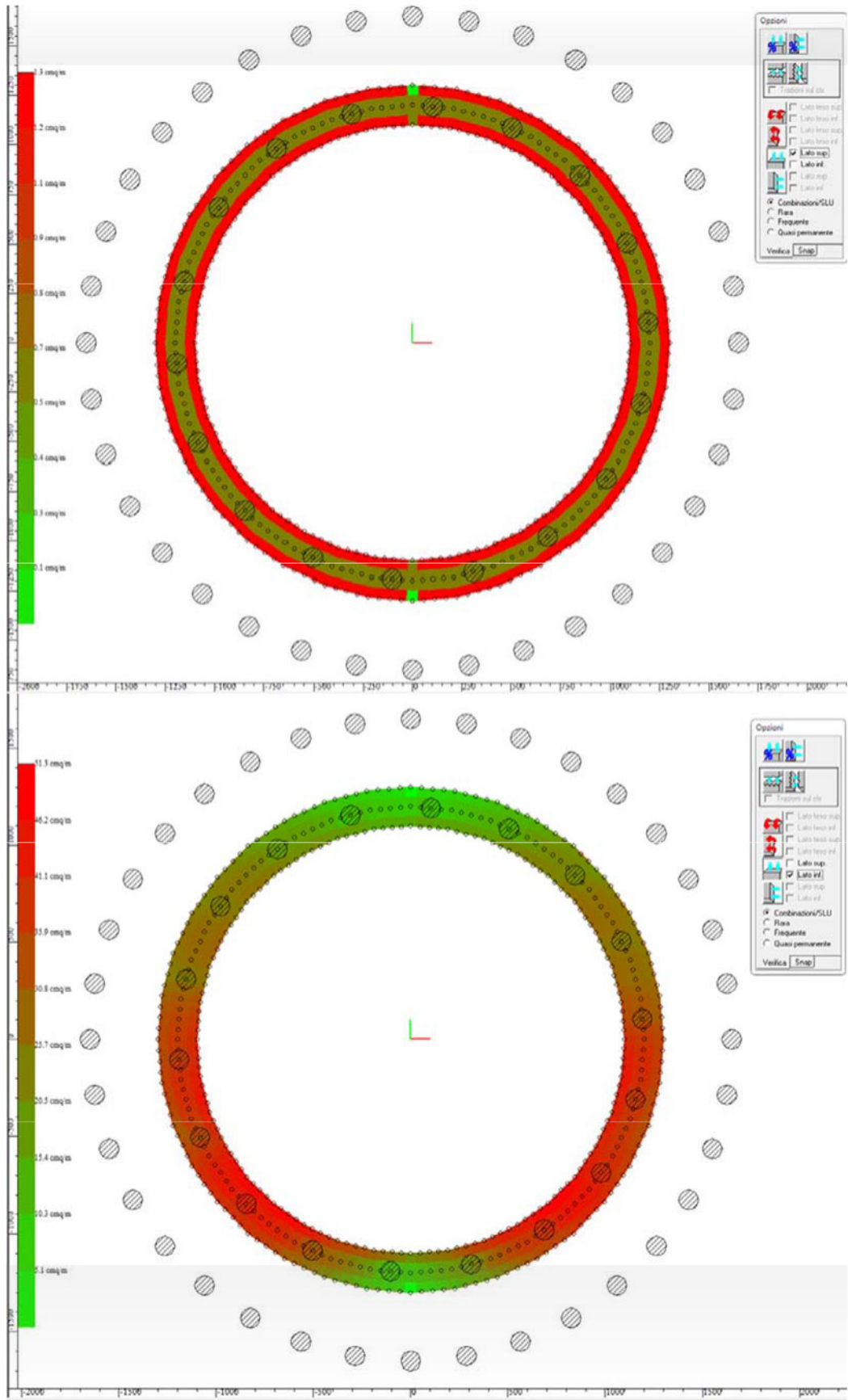


Fig. 9.5: Area minima di ferri verticali superiori e inferiori Zona 3

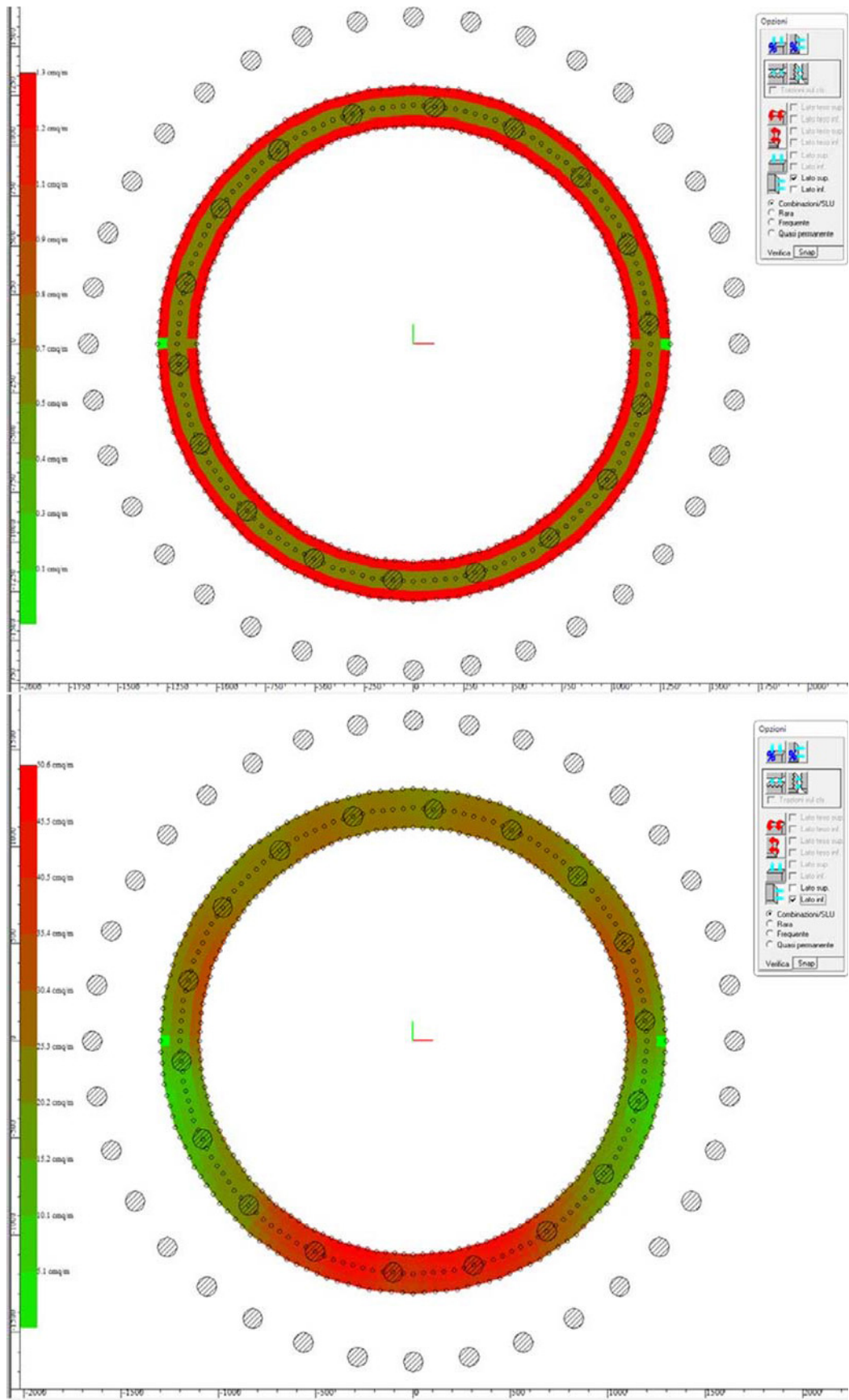


Fig. 9.6: Area minima di ferri orizzontali superiori e inferiori Zona 3

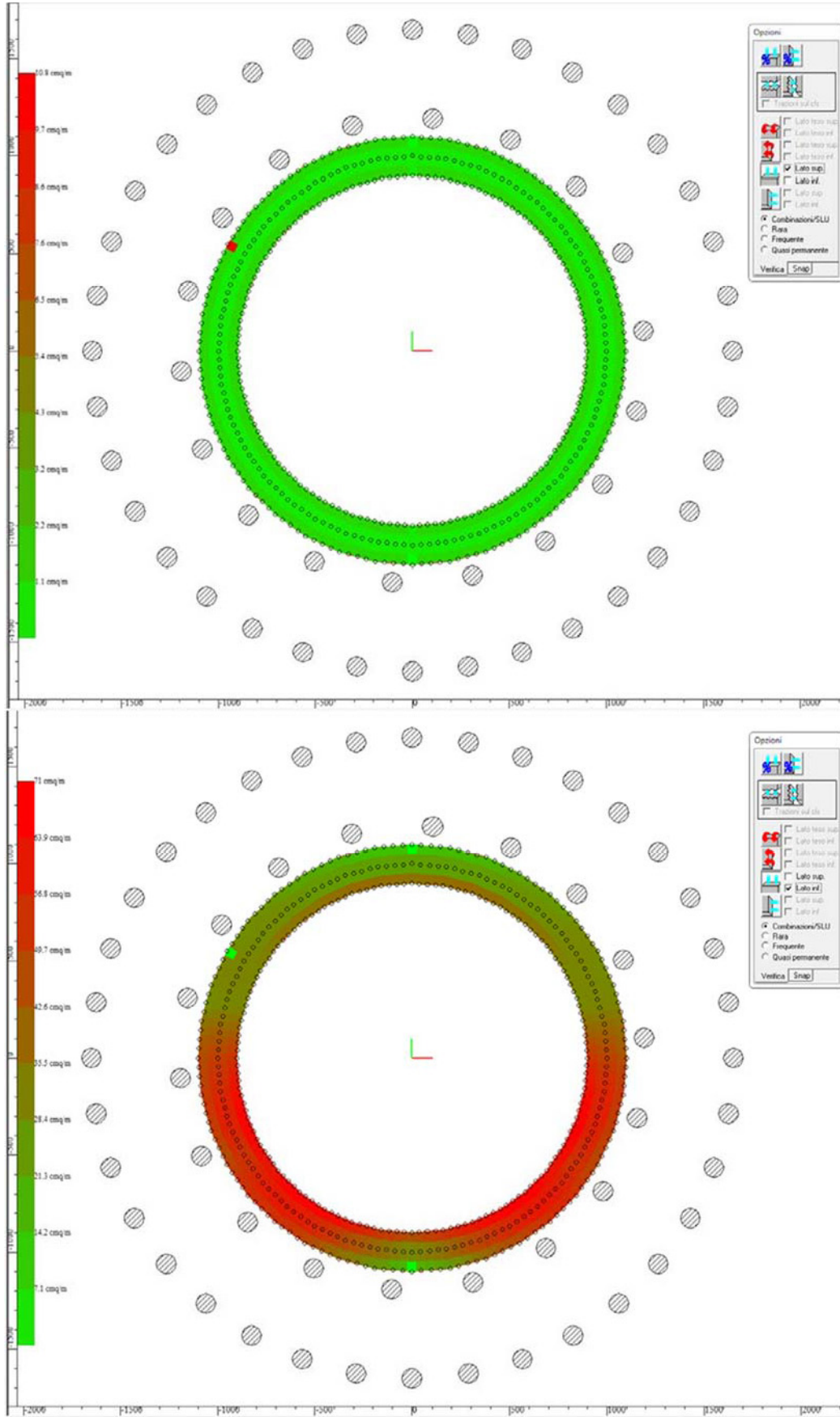


Fig. 9.7: Area minima di ferri verticali superiori e inferiori Zona 4

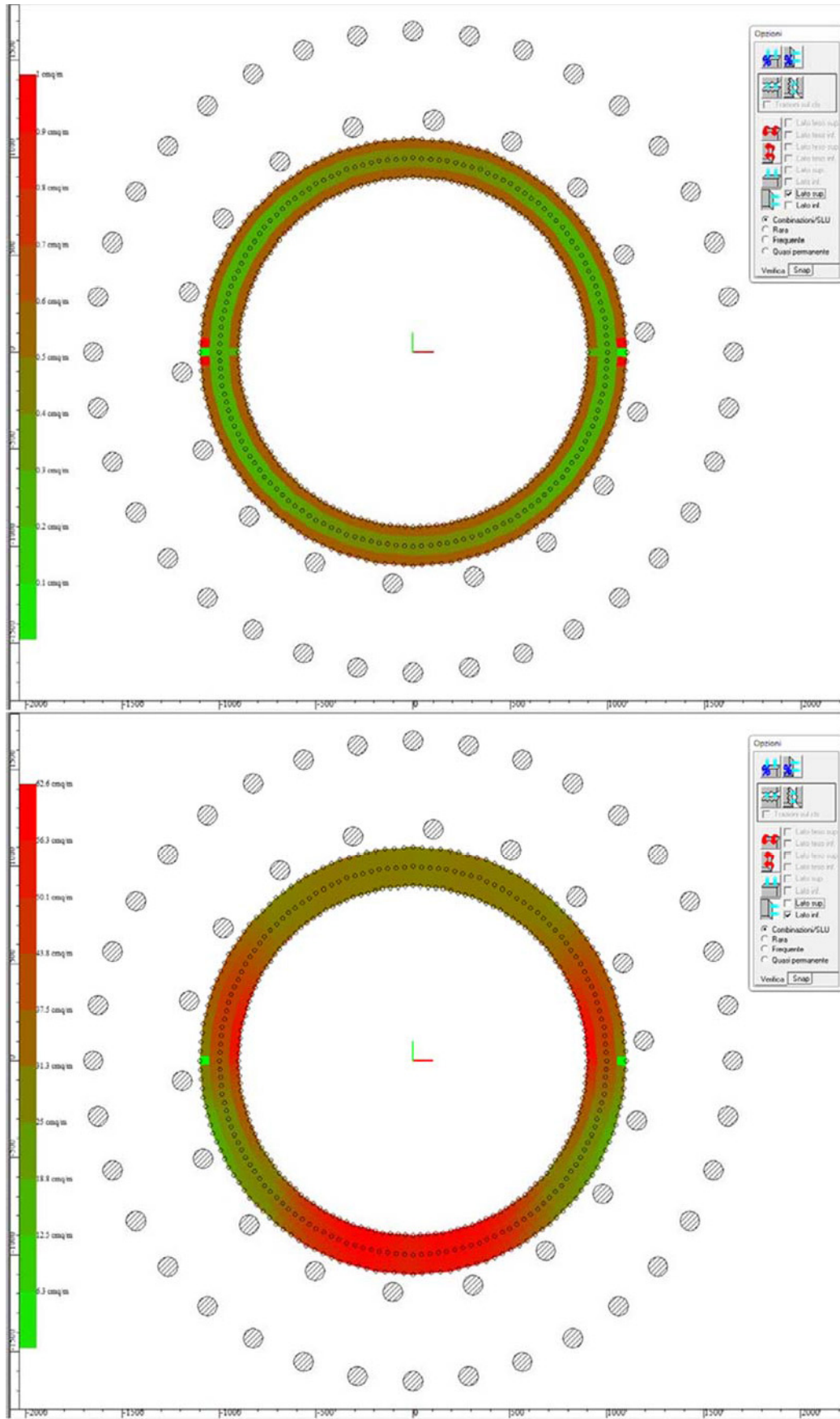


Fig. 9.8: Area minima di ferri orizzontali superiori e inferiori Zona 4

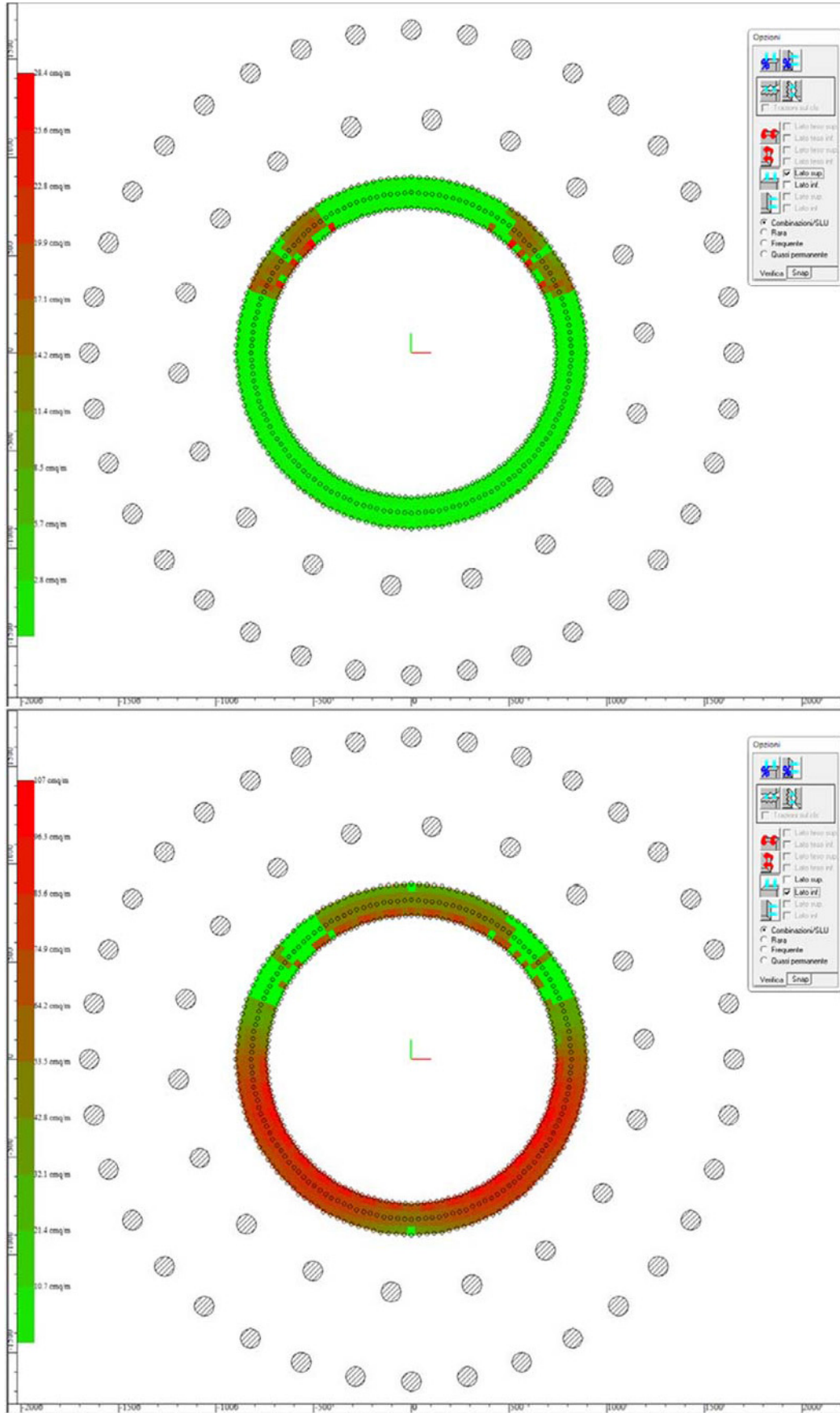


Fig. 9.9: Area minima di ferri verticali superiori e inferiori Zona 5

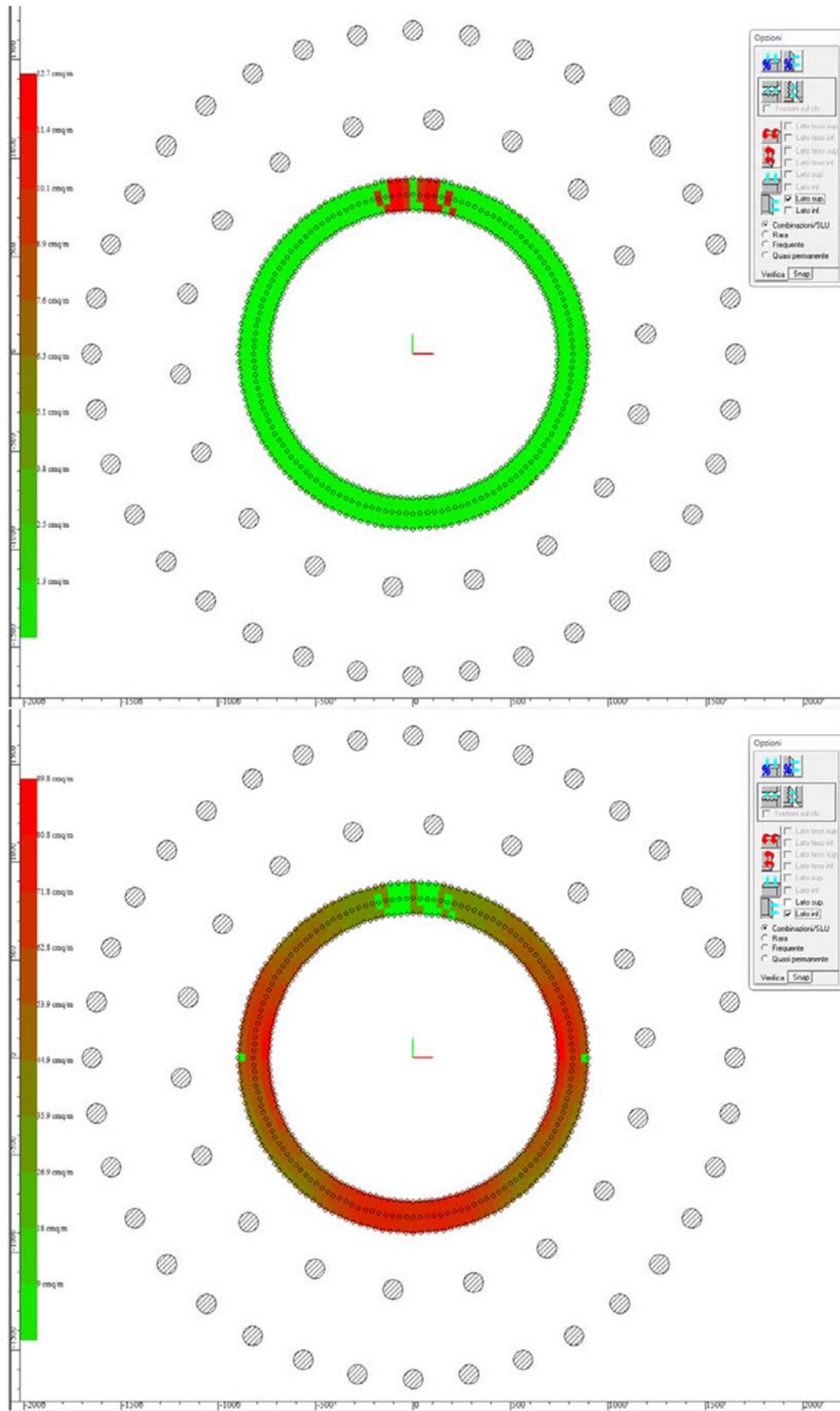


Fig. 9.10: Area minima di ferri orizzontali superiori e inferiori Zona

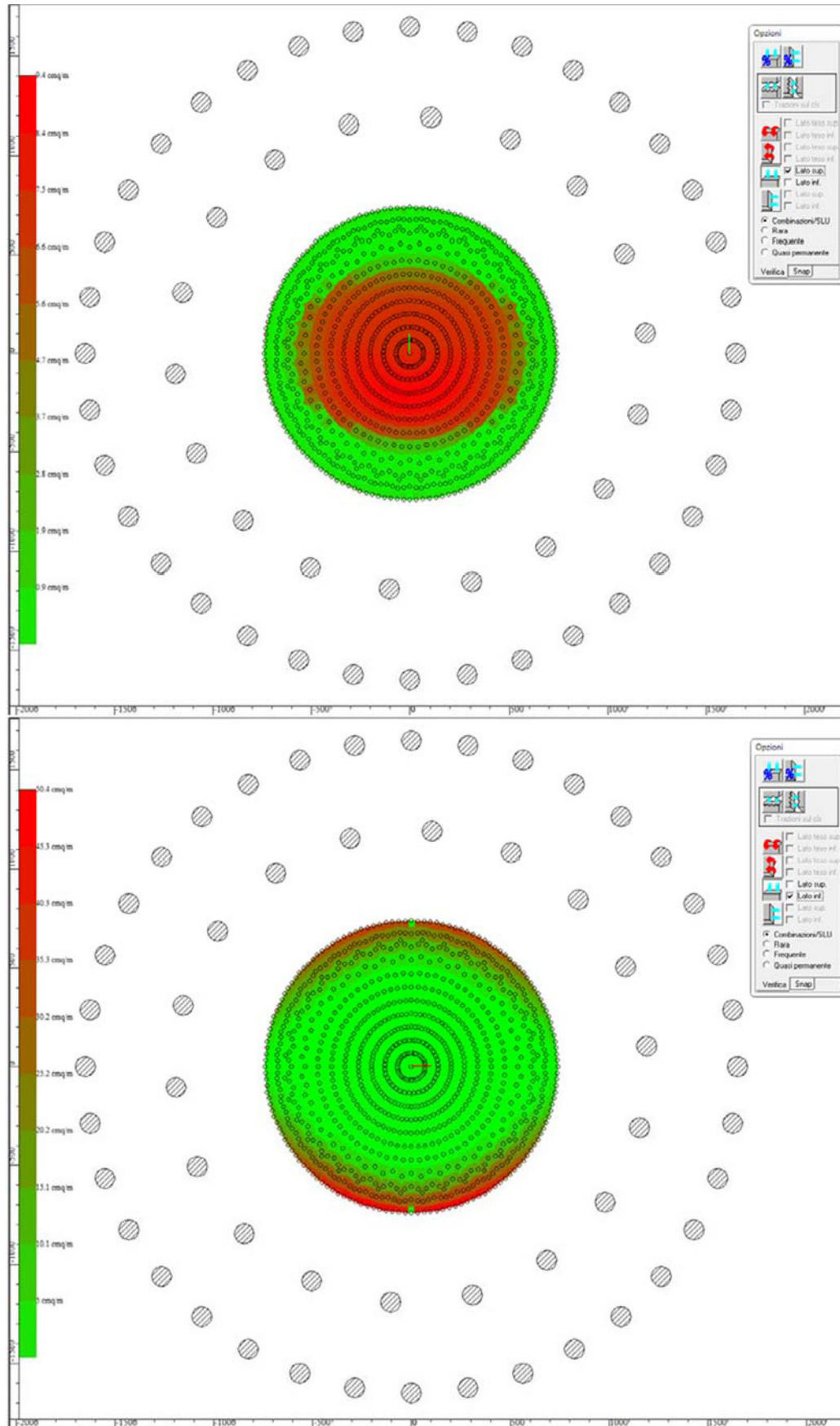


Fig. 9.11: Area minima di ferri verticali superiori e inferiori Zona 6

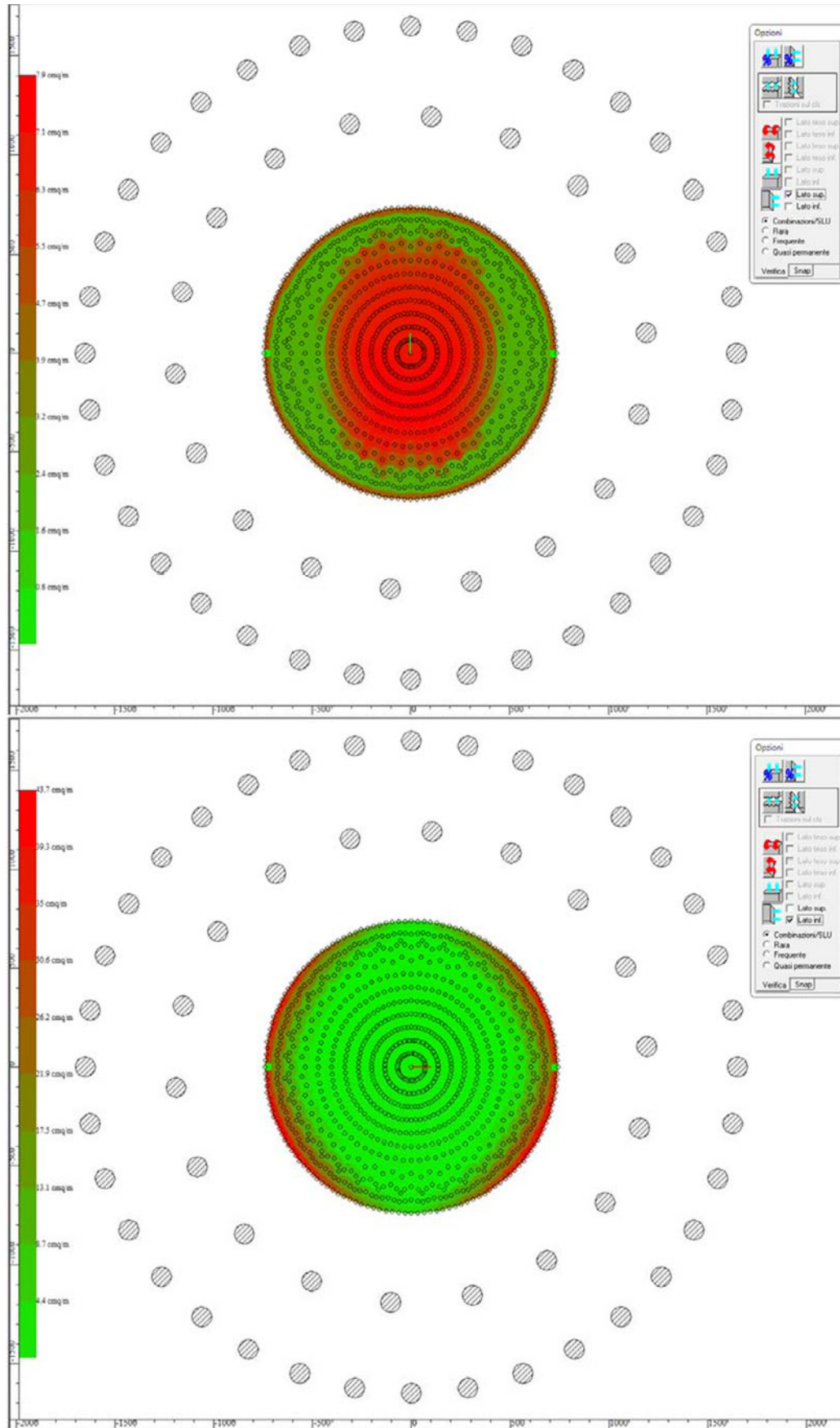


Fig. 9.12: Area minima di ferri orizzontali superiori e inferiori Zona

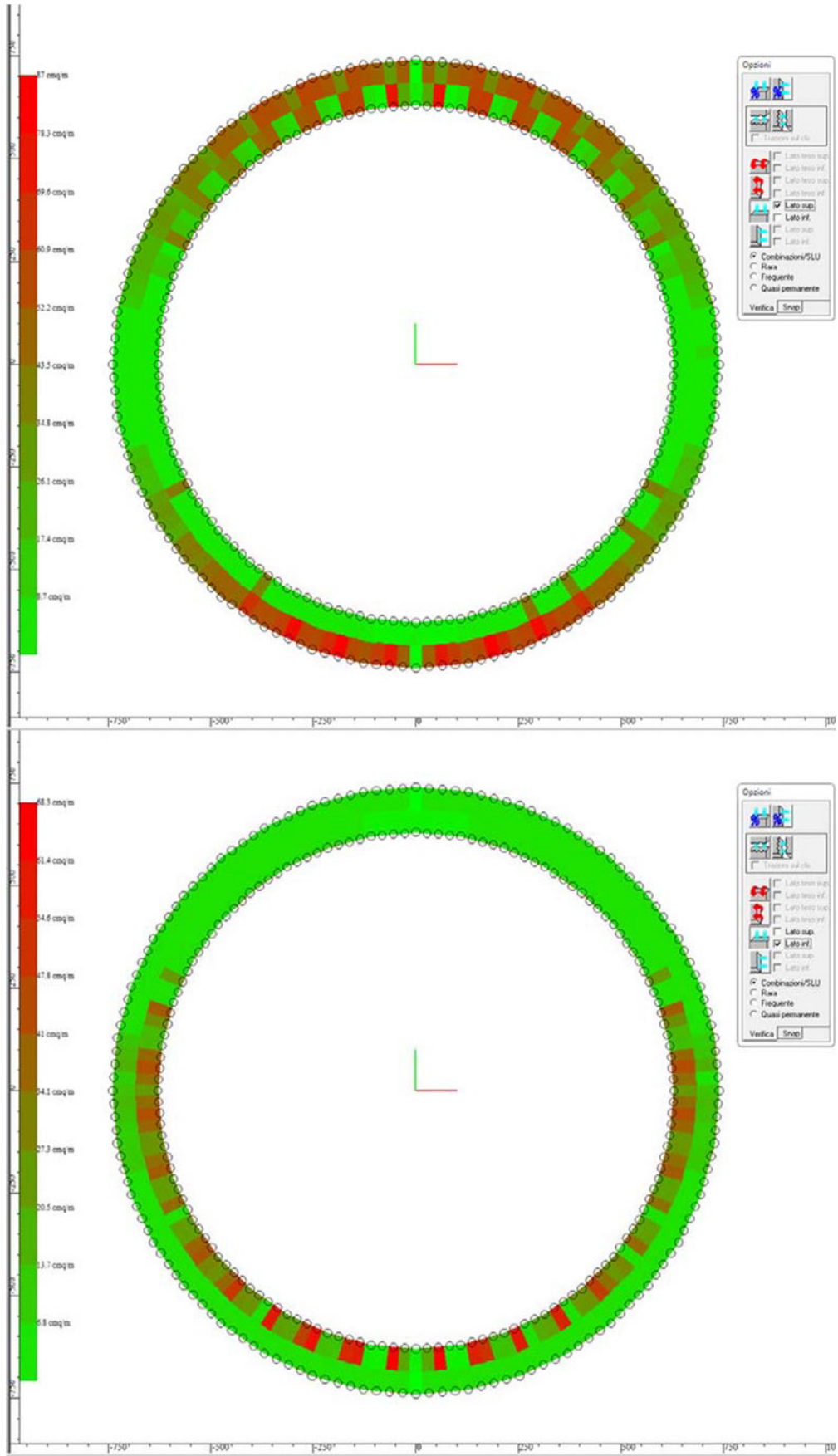


Fig. 9.13: Area minima di ferri verticali superiori e inferiori Zona 7

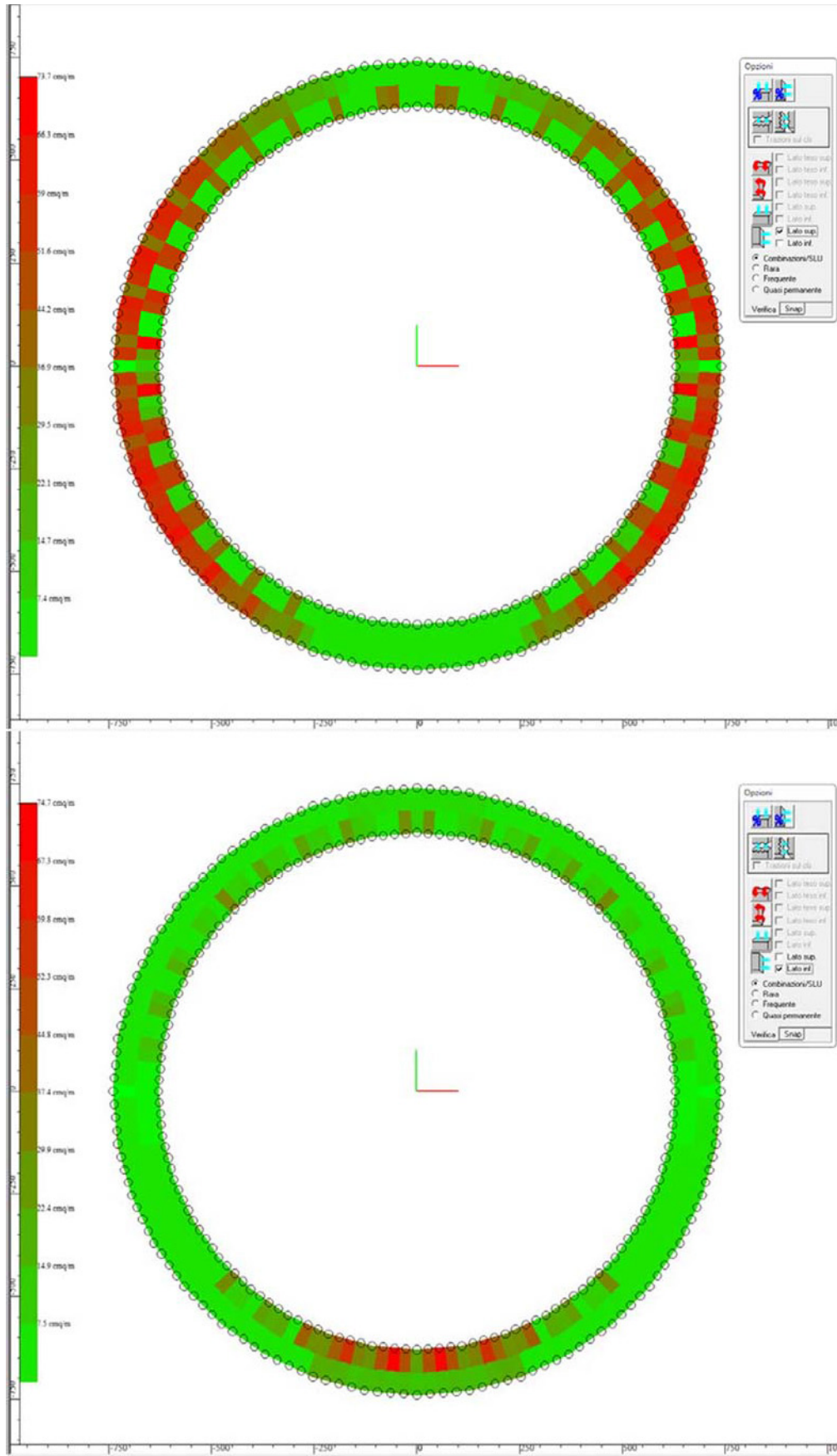


Fig. 9.14: Area minima di ferri orizzontali superiori e inferiori Zona 7

VERIFICA PRESSIONE LIMITE TERRENO

(Vedi Tabulati di calcolo)

VERIFICA PALI

(Vedi Tabulati di calcolo)

CONCLUSIONI

Nella elaborazione di tale relazione sono state rispettate tutte le norme tecniche riportate nel paragrafo **3**, si sono analizzati tutti gli aspetti che potevano in qualche modo influire sul comportamento statico e dinamico delle fondazioni.

Per la modellazione e calcolo strutturale è stato impiegato un software evoluto che utilizza le tecniche FEM e per tale motivo fornisce un elevato standard di accuratezza, tutte le prove di calcolo sperimentali hanno fornito esito positivo i risultati numerici sono riportati nell'allegato "Relazione strutturale e tabulati di calcolo".

Si rimanda ai "**tabulati di calcolo**" che saranno allegati alla presente relazione, tutti quegli aspetti che non sono stati contemplati in questo documento e sono quei parametri numerici che non è stato possibile inserire all'interno di tale relazione.

Si può ritenere soddisfacente il dimensionamento ottenuto pertanto questi **rispetta tutti i requisiti** previsti dalle norme vigenti.

ALLEGATI

- Tabulati di Calcolo;
- Tavole grafiche.