Firmato digitalmente da

Francesco Coppola

CN = Francesco Coppola
SerialNumber = TINIT-CPPFNC64P27L331I
C = IT

REGIONE LIGURIA

PROVINCIA DI SAVONA

COMUNE DI CAIRO MONTENOTTE

OGGETTO

PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DI UN IMPIANTO EOLICO COMPOSTO DA 7 AEROGENERATORI PER UNA POTENZA COMPLESSIVA PARI A 29,4 MW DENOMINATO "BRIC MUND" DA REALIZZARSI NEL COMUNE DI CAIRO MONTENOTTE (SV) IN LOCALITÁ CAMPONUOVO E DELLE OPERE CONNESSE E INFRASTRUTTURE INDISPENSABILI ALL'ESERCIZIO DELLE STESSE SITE NEI TERRITORI DI CARCARE (SV), ALTARE (SV) E MALLARE (SV)

PROGETTO DEFINITIVO

PROPONENTE

Statkraft

SKI W A3 S.R.L.
Società soggetta ad attività di direzione e coordinamento di Statkraft AS

Partita IVA 11412940964
C.F. 12655750961

Foro Buonaparte 60
20121 Milano

TITOLO

RELAZIONE E CALCOLI PRELIMINARI DELLE STRUTTURE

PROGETTISTA

Dott. Ing. Girolamo Gorgone

STRUTTURISTA

DOLMEN S.r.l.

CODICE ELABORATO

SKC_R_12_A_D_A_1

SCALA

Girolamo Gorgone
15.12.2025 18:58:11 GMT+02:00

n°.Rev.	DESCRIZIONE REVISIONE	DATA	ELABORATO	VERIFICATO	APPROVATO

Rif. PROGETTO

N.

NOME FILE DI STAMPA

SCALA DI STAMPA DA FILE

COPYRIGHT STATKRAFT- TUTTI I DIRITTI SONO RISERVATI A NORMA DI LEGGE

Sommario

1. PREMESSA....2
2. DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA....4
3. UBICAZIONE DELLA STRUTTURA....7
4. NORMATIVE DI RIFERIMENTO....12
5. MATERIALI UTILIZZATI....12
6. VITA NOMINALE DELLA STRUTTURA E SUA CLASSE D'USO....15
7. ANALISI DEI CARICHI ELEMENTARI....17
8. DESCRIZIONE TABULATI DI CALCOLO GENERALE DELLA STRUTTURA....22
9. RISULTATI DELLE ELABORAZIONI....31
10. VERIFICA DEFORMAZIONI SLU....34

1. PREMESSA

Il presente documento costituisce la **Relazione di calcolo preliminare** relativa al Progetto definitivo per la realizzazione di un impianto eolico composto da 7 aerogeneratori da 4,2 MW ciascuno, per una potenza nominale complessiva di 29,4 MW. Ogni aerogeneratore, servito da un piazzale di sosta e manovra, è collegato agli altri mediante piste di accesso (in parte su tracciati viari già esistenti) necessarie tanto all'attività di realizzazione che di successiva manutenzione dell'impianto.

L'area interessata dal parco eolico ricade nella provincia di Savona in Liguria e più specificatamente nel territorio comunale di Cairo Montenotte (SV), il cavidotto di connessione ricade interamente nei territori di Cairo Montenotte (SV), Carcare (SV), Altare (SV) e Mallare (SV). La futura stazione di connessione alla RTN si localizza nel territorio di Mallare (SV) in località Peirano.

L'azienda proponente l'iniziativa fa parte del gruppo **Statkraft**, società internazionale leader nel settore idroelettrico e il più grande produttore di energia rinnovabile in Europa. Il Gruppo produce energia idroelettrica, eolica, solare, da gas e fornisce teleriscaldamento. Statkraft è un'azienda globale nella gestione dei mercati elettrici e conta oltre 6000 dipendenti in più di 20 paesi tra cui l'Italia.

Nella presente relazione verrà dimensionato il sistema di fondazione in base alla caratterizzazione geotecnica del terreno ed alle sollecitazioni derivanti dalle macchine eoliche.

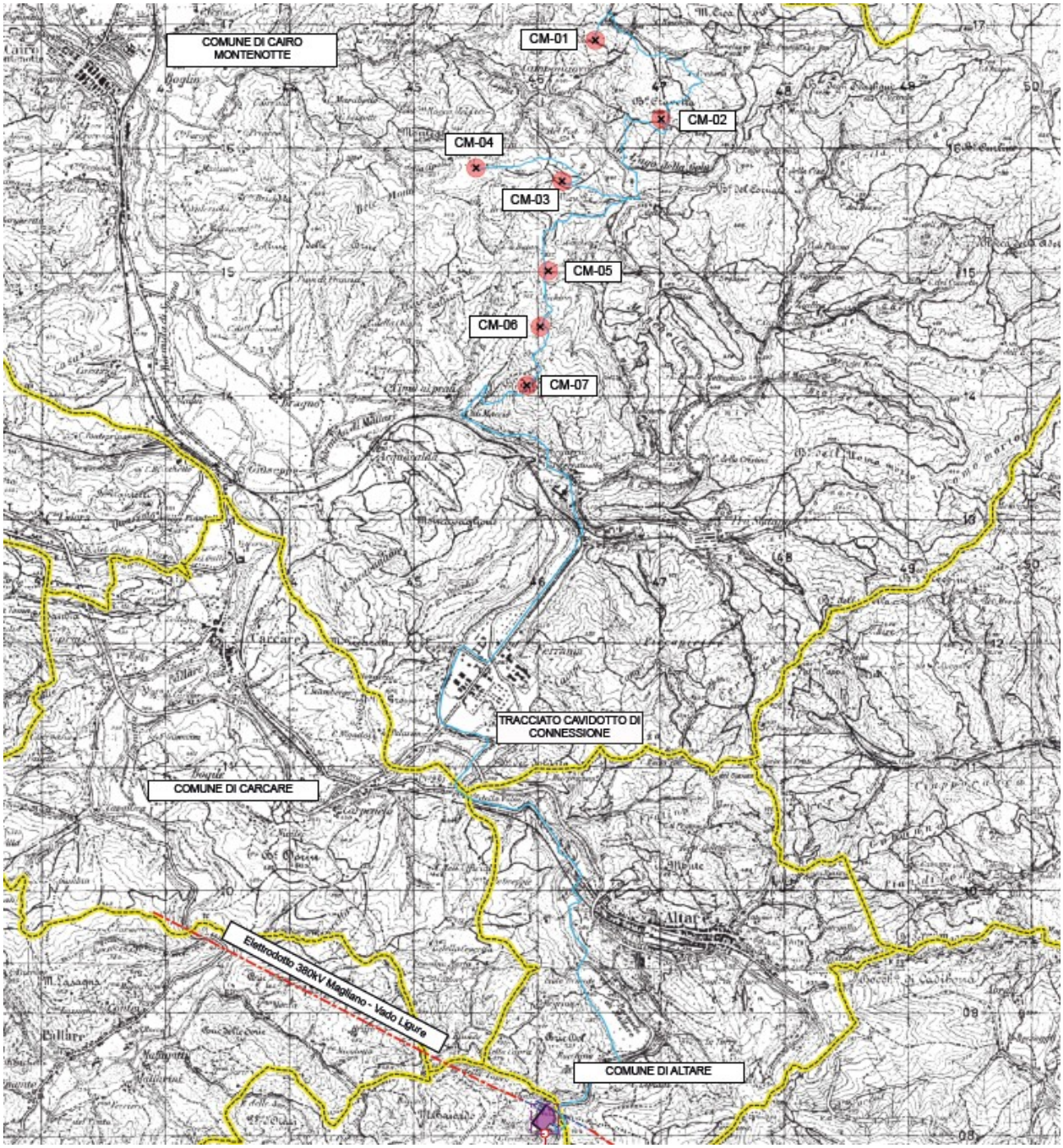


Fig. 1: Inquadramento generale di impianto su IGM

2. DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

Localizzazione: Cairo Montenotte (SV) – Lon: 8.324; Lat: 44.391; (coordinate baricentro torri)

Destinazione d'uso: Fondazioni di aerogeneratori di energia elettrica.

Tipologia: Platea diretta su terreni di buone caratteristiche geotecniche - Platea di fondazione su pali su terreni di peggiori caratteristiche geotecniche.

Torri CM01-CM05-CM06

Si tratta delle torri che hanno come suolo di sedime la cosiddetta “Formazione Molara” (siltiti, calcari e calcareniti con abbondante componente terrigena, conglomerati a matrice arenacea).

La loro posizione in coordinate geografiche è la seguente:

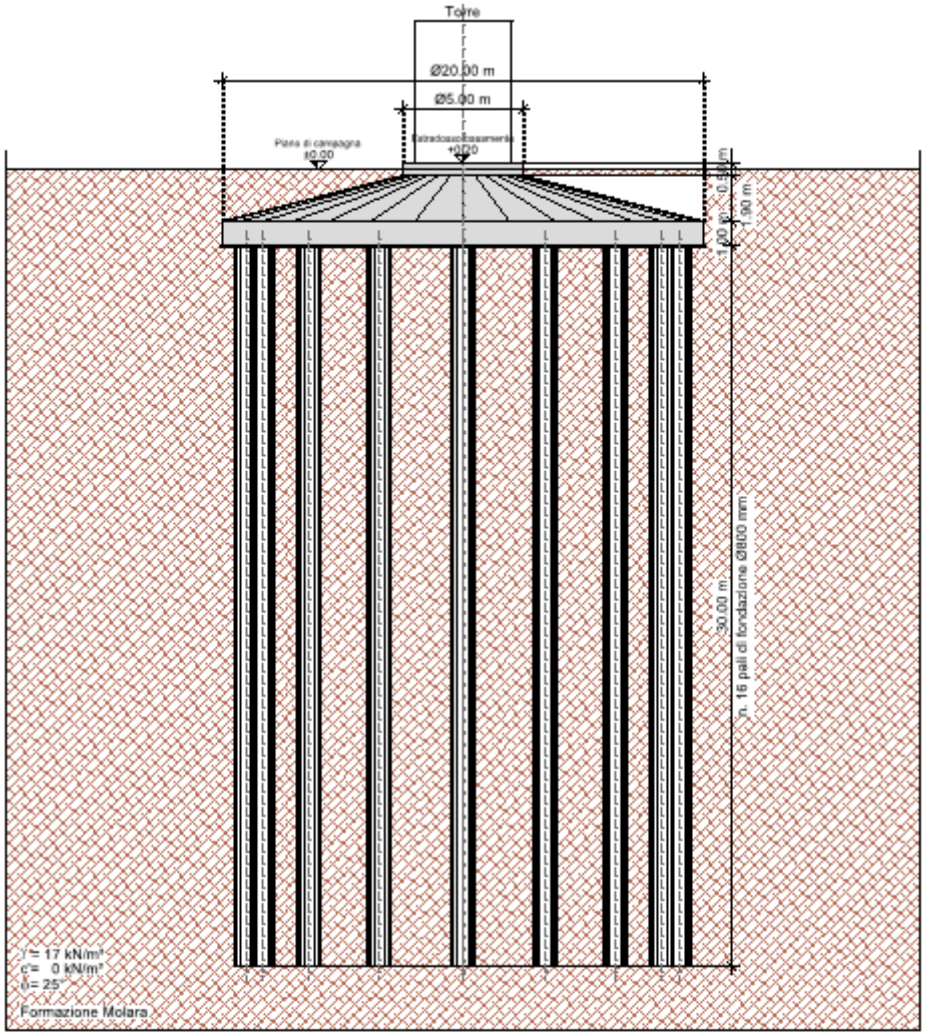
Codice Turbina	Coordinate WGS84 (Lat. – Long.) - deg		Quota (m s.l.m.)
CM01	44,401	8,327	641,80
CM05	44,385	8,321	508,52
CM06	44,381	8,321	533,02

Tipologia strutturale: Platea di fondazione in cemento armato su pali trivellati anch'essi in cemento armato. Nella platea di fondazione viene annegato un sistema di tirafondi per il collegamento della torre dell'aerogeneratore alla platea stessa.

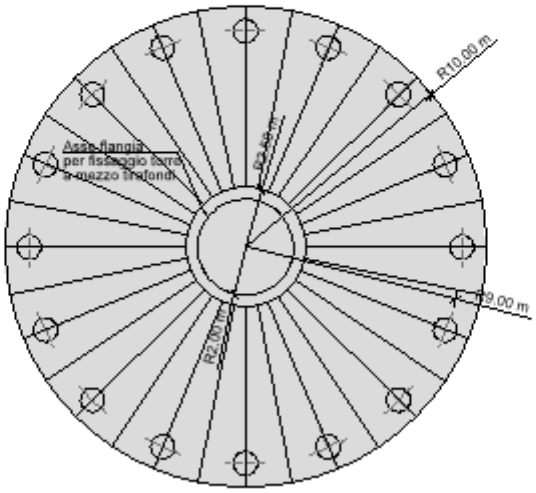
Dimensioni della struttura: Platea di forma circolare in pianta di diametro Ø20.00 m e spessore variabile da 1.00 m al perimetro a 2.90 m al centro, con rialzo circolare di diametro Ø5.00 m dove sono ubicati i tirafondi di altezza totale 3.40 m. Su questo tamburo è prevista una doppia corona di tirafondi per il fissaggio della colonna metallica dell'aerogeneratore con un diametro di 4.00 m circa.

I pali, tutti di diametro Ø800 mm, sono disposti perimetralmente su una circonferenza di 18.00 m di diametro. Sono previsti n. 16 pali da 30.00 m di lunghezza.

Nel tratto tronco conico della fondazione viene disposto uno strato di terreno di riporto di spessore variabile (da 1.90 m a 0.40 m). Tale terreno verrà o no considerato nelle successive verifiche, poiché la sua presenza, in funzione della effettiva verifica da svolgere, potrà essere a favore o a sfavore di sicurezza.



VISTA LATERALE
Scala 1: 100



VISTA DALL'ALTO
Scala 1: 100

Torri CM2-CM03-CM04-CM07

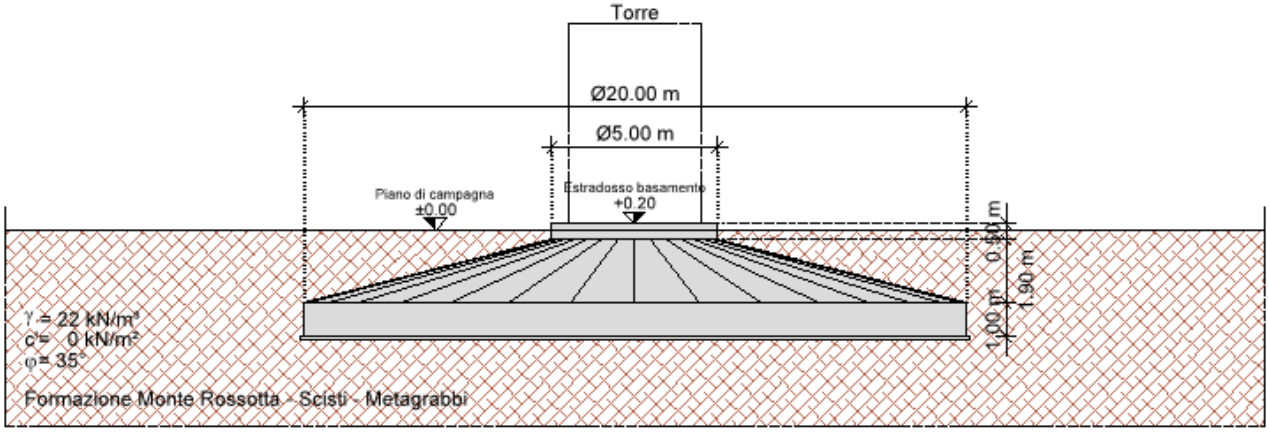
Si tratta delle torri che hanno come suolo di sedime terreni rocciosi costituiti da metagabbri, scisti, dolomie

La loro posizione in coordinate geografiche è la seguente:

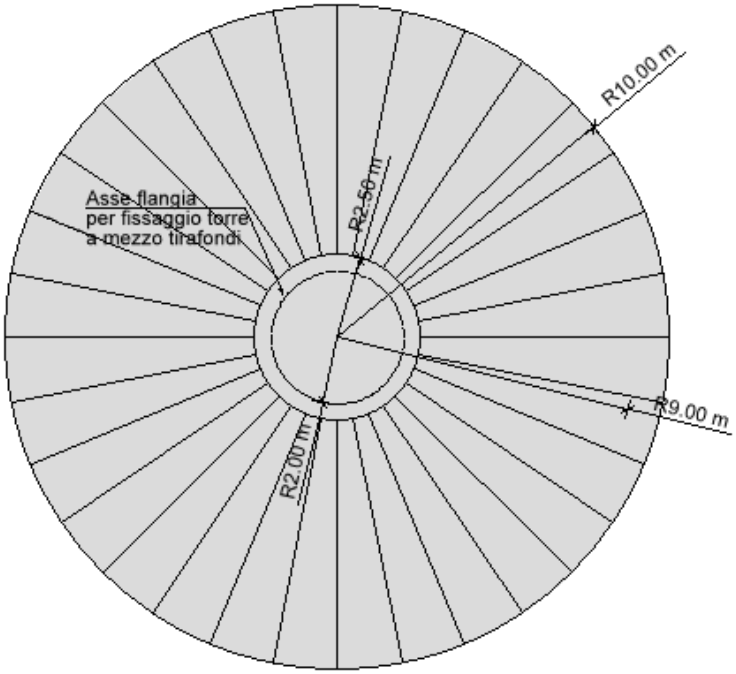
Codice Turbina	Coordinate WGS84 (Lat. – Long.) - deg		Quota (m s.l.m.)
CM02	44,396	8,334	632,49
CM03	44,391	8,324	547,49
CM04	44,392	8,315	608,18
CM07	44,376	8,320	560,15

Tipologia strutturale: Platea di fondazione in cemento armato. Nella platea di fondazione viene annegato un sistema di tirafondi per il collegamento della torre dell'aerogeneratore alla platea stessa.
Dimensioni della struttura: Platea di forma circolare in pianta di diametro Ø20.00 m e spessore variabile da 1.00 m al perimetro a 2.90 m al centro, con rialzo circolare di diametro Ø5.00 m dove sono ubicati i tirafondi di altezza totale 3.40 m. Su questo tamburo è prevista una doppia corona di tirafondi per il fissaggio della colonna metallica dell'aerogeneratore con un diametro di 4.00 m circa.

Nel tratto tronco conico della fondazione viene disposto uno strato di terreno di riporto di spessore variabile (da 1.90 m a 0.40 m). Tale terreno verrà o no considerato nelle successive verifiche, poiché la sua presenza, in funzione della effettiva verifica da svolgere, potrà essere a favore o a sfavore di sicurezza.



VISTA LATERALE
Scala 1:100



VISTA DALL'ALTO
Scala 1:100

3. UBICAZIONE DELLA STRUTTURA

Il sito su cui sorgerà la struttura in esame è, per quanto riguarda il comune di Cairo Montenotte, zona sismica 4 dalla **Ordinanza della Presidenza del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20/03/2003** – Allegato 1, e successive modifiche ed integrazioni, riportante l'elenco delle località sismiche del territorio italiano.

Le coordinate geografiche medie (approssimativamente del punto baricentrico tra le 7 torri) in cui sono ubicate le singole strutture sono le seguenti:

Longitudine (deg): 8.324; Latitudine (deg): 44.391;

Secondo quanto previsto dalle Norme Tecniche di cui al **D.M. 17/01/2018** «Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» i parametri sismici associati a tale zona, per definiti periodi di ritorno dell'azione sismica, sono riportati nella relazione di calcolo, al paragrafo B.2

Dati per durabilità opere in calcestruzzo (UNI 206-1 Febbraio 2014)

Ubicazione elemento	Classe di esposizione
Pali di fondazione	XC2
Platea di fondazione	XC4

Seguono schede tecniche con la determinazione della classe di resistenza minima delle singole membrature strutturali e del copriferro nominale in funzione della classe di esposizione.

COMMESSA:	1306/2025	Revisione:	00
COMMITTENTE:	Statkraft		
PROGETTO:	Progetto per la realizzazione impianto eolico composto da n. 7 aerogeneratori a Cairo Montenotte (SV)		

DETERMINAZIONE CLASSE RESISTENZA MINIMA CALCESTRUZZO (UNI EN 206-1-Marzo 2006 & UNI 11104 Marzo 2004)
DETERMINAZIONE COPRIFERRO NOMINALE MINIMO (UNI EN 1992-1-1-Novembre 2005)

Elemento da classificare: **Pali di fondazione**

CLASSE DI ESPOSIZIONE			
XC2	**+**	**+**	**+**
Descrizione dell'ambiente			
Bagnato raramente asciutto			
Esempi informativi di situazioni a cui possono applicarsi le classi di esposizione			
Superfici di calcestruzzo a contatto con acqua per lungo tempo. Molte fondazioni			

Valori raccomandati per la composizione e le proprietà del calcestruzzo – UNI EN 206-1 Marzo 2006				
	XC2			
Rapporto max A/C	0,60			
Classe di resistenza minima	C25/30			
Contenuto minimo di cemento (kg/m³)	300			
Contenuto minimo di aria (%)	0			
Atri requisiti	0			

Valori finali "inviluppo" per la composizione e le proprietà del calcestruzzo – UNI EN 206-1 Marzo 2006	
Rapporto max A/C	**0,60**
Classe di resistenza minima	**C25/30**
Contenuto minimo di cemento (kg/m³)	**300**
Contenuto minimo di aria (%)	**0**
Altri requisiti	**0**

Determinazione del copriferro nominale		
$c_{nom}=c_{min}+\Delta c_{dev}$	$c_{min}=\max(c_{min,b};c_{min,dur}+\Delta c_{dur,\gamma}-\Delta c_{dur,st}-\Delta c_{dur,add};10\ mm)$	
(Formula 4.1 UNI 1992-1-1)	*(Formula 4.2 UNI 1992-1-1)*	
Δc_{dev}	10 mm	*(valore raccomandato 10 mm)*
E' possibile ridurre Δc_{dev} fino a 5 mm nei casi in cui l'esecuzione è sottoposta ad un sistema di assicurazione qualità con misure dei copriferri, oppure se si può assicurare che sia utilizzato un dispositivo di misurazione molto accurato per il monitoraggio e che gli elementi non conformi siano respinti. Per calcestruzzo in opera a contatto con superfici irregolari, il copriferro minimo verrà aumentato dei valori k_1=40 mm per calcestruzzo messo in opera contro terreni trattati (incluso calcestruzzo di spianatura) e di k_2=75 mm per calcestruzzo messo in opera direttamente contro il terreno.		

Determinazione di $c_{min,b}$ – Prospetto 4.2 – UNI EN 1992-1-1 Novembre 2005			
Diametro barre (mm)	16	$c_{min,b}$ (mm)	**16**
Dimensione massima aggregato (mm)	20		

Definizione classe strutturale (Valore di base S4) – Prospetto 4.3N – UNI 1992-1-1 Novembre 2005				
	XC2			
Vita nominale	*+/- classe*			
50	0			
Classe di resistenza minima				
C25/30	0			
Forma elemento				
No soletta	0			
Controllo qualità speciale cls				
NO	0			
S 4				

Determinazione di $c_{min,dur}+\Delta c_{dur,\gamma}-\Delta c_{dur,st}-\Delta c_{dur,add}$ - Prospetto 4.4N – UNI 1992-1-1 Novembre 2005			
	XC2		
	C25/30		
$c_{min,dur}$ (mm)	25		
Margine di sicurezza (valore raccomandato 0 mm)			
$\Delta c_{dur,\gamma}$ (mm)	0		
Riduzione copriferro per utilizzo di acciaio inossidabile (valore raccomandato 0 mm)			
$\Delta c_{dur,s}$ (mm)	0		
Riduzione copriferro per protezione aggiuntiva (valore raccomandato 0 mm)			
$\Delta c_{dur,add}$ (mm)	0		
COPRIFERRO MINIMO PER LE VARIE CONDIZIONI AMBIENTALI DI AGGRESSIVITA'			
mm	**25**		
COPRIFERRO NOMINALE "INVILUPPO" DA RIPORTARE NEI DISEGNI ESECUTIVI		mm	**35**

COMMESSA:	1306/2025	Revisione:	00
COMMITTENTE:	Statkraft		
PROGETTO:	Progetto per la realizzazione impianto eolico composto da n. 7 aerogeneratori a Cairo Montenotte (SV)		

DETERMINAZIONE CLASSE RESISTENZA MINIMA CALCESTRUZZO (UNI EN 206-1-Marzo 2006 & UNI 11104 Marzo 2004)
DETERMINAZIONE COPRIFERRO NOMINALE MINIMO (UNI EN 1992-1-1-Novembre 2005)

Elemento da classificare: **Fondazione**

CLASSE DI ESPOSIZIONE			
XC4 +	+	+	
Descrizione dell'ambiente			
Ciclicamente bagnato ed asciutto			
Esempi informativi di situazioni a cui possono applicarsi le classi di esposizione			
Superfici di calcestruzzo soggette al contatto con acqua, non della classe di esposizione XC2			

Valori raccomandati per la composizione e le proprietà del calcestruzzo – UNI EN 206-1 Marzo 2006				
	XC4			
Rapporto max A/C	0,50			
Classe di resistenza minima	C32/40			
Contenuto minimo di cemento (kg/m³)	340			
Contenuto minimo di aria (%)	0			
Atri requisiti	0			

Valori finali "inviluppo" per la composizione e le proprietà del calcestruzzo – UNI EN 206-1 Marzo 2006	
Rapporto max A/C	**0,50**
Classe di resistenza minima	**C32/40**
Contenuto minimo di cemento (kg/m³)	**340**
Contenuto minimo di aria (%)	**0**
Altri requisiti	**0**

Determinazione del copriferro nominale		
$c_{nom}=c_{min}+\Delta c_{dev}$	$c_{min}=\max(c_{min,b};c_{min,dur}+\Delta c_{dur,\gamma}-\Delta c_{dur,st}-\Delta c_{dur,add};10\ mm)$	
(Formula 4.1 UNI 1992-1-1)	*(Formula 4.2 UNI 1992-1-1)*	
Δc_{dev}	10 mm	*(valore raccomandato 10 mm)*
E' possibile ridurre Δc_{dev} fino a 5 mm nei casi in cui l'esecuzione è sottoposta ad un sistema di assicurazione qualità con misure dei copriferri, oppure se si può assicurare che sia utilizzato un dispositivo di misurazione molto accurato per il monitoraggio e che gli elementi non conformi siano respinti. Per calcestruzzo in opera a contatto con superfici irregolari, il copriferro minimo verrà aumentato dei valori k_1=40 mm per calcestruzzo messo in opera contro terreni trattati (incluso calcestruzzo di spianatura) e di k_2=75 mm per calcestruzzo messo in opera direttamente contro il terreno.		

Determinazione di $c_{min,b}$ – Prospetto 4.2 – UNI EN 1992-1-1 Novembre 2005			
Diametro barre (mm)	20	$c_{min,b}$ (mm)	**20**
Dimensione massima aggregato (mm)	25		

Definizione classe strutturale (Valore di base S4) – Prospetto 4.3N – UNI 1992-1-1 Novembre 2005				
	XC4			
Vita nominale	*+/- classe*			
50	0			
Classe di resistenza minima				
C32/40	0			
Forma elemento				
Soletta	-1			
Controllo qualità speciale cls				
NO	0			
S 3				

Determinazione di $c_{min,dur}+\Delta c_{dur,\gamma}-\Delta c_{dur,st}-\Delta c_{dur,add}$ - Prospetto 4.4N – UNI 1992-1-1 Novembre 2005				
	XC4			
	C32/40			
$c_{min,dur}$ (mm)	25			
Margine di sicurezza (valore raccomandato 0 mm)				
$\Delta c_{dur,\gamma}$ (mm)	0			
Riduzione copriferro per utilizzo di acciaio inossidabile (valore raccomandato 0 mm)				
$\Delta c_{dur,s}$ (mm)	0			
Riduzione copriferro per protezione aggiuntiva (valore raccomandato 0 mm)				
$\Delta c_{dur,add}$ (mm)	0			
COPRIFERRO MINIMO PER LE VARIE CONDIZIONI AMBIENTALI DI AGGRESSIVITA'				
mm	**25**			
COPRIFERRO NOMINALE "INVILUPPO" DA RIPORTARE NEI DISEGNI ESECUTIVI			mm	**35**

Ai sensi del DM 17/01/2008 Tabella 4.1.III le condizioni ambientali per le membrature strutturali sono quindi definibili come: ***Aggressive***. Ciò implica che nelle verifiche a fessurazione l'ampiezza delle fessure massime dovrà risultare inferiore a quanto riportato nella tabella 4.1.III: Ovvero per armatura poco sensibile:

Combinazione SLE Frequente	$\leq w_2$	0.3 mm
Combinazione SLE Quasi Permanente	$\leq w_1$	0.2 mm

4. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

- **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** "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche".
- **Ord. N. 3274 Pres. Cons. Min. 20/03/2003** "Criteri per l'individuazione delle zone sismiche – individuazione, formazione ed aggiornamento degli elenchi nelle medesime zone" per la definizione della zona sismica dell'ubicazione struttura.
- **D.M. 14/01/2008** "Nuove Norme tecniche per le costruzioni" – Allegato B – per la definizione delle azioni sismiche
- **Circ. 02/02/2009 n. 617** "Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni".
- **D.M. 17/01/2018** «Aggiornamento delle "Norme tecniche delle costruzioni"»
- **Circ. 21/01/2019 n. 7** "Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle Norme Tecniche per le costruzioni»"

5. MATERIALI UTILIZZATI

Per il progetto in esame vengono adoperati **calcestruzzo** ed **acciaio per armature**.
La classe di resistenza del calcestruzzo adoperato non è inferiore a quanto previsto dalla UNI 206-1 Febbraio 2014.

CALCESTRUZZO PER ELEMENTI IN C.A.
I componenti del calcestruzzo impiegati nella realizzazione dell'opera devono essere conformi a quanto previsto al paragrafo 11.2.9 del D.M. 14/01/2008.

- Cemento: conforme a UNI EN 197;
- Aggregati: conformi a UNI EN 12620;
- Acqua di impasto: conforme a UNI EN 1008;
- Additivi: conforme a UNI EN 934-2;
- Aggiunte: conforme a UNI EN 450-1 e UNI EN 13263-1.

Il calcestruzzo adoperato deve essere confezionato con inerti di cava, ottenuti per frantumazione, non gelivi e non friabili, privi di sostanze organiche limose ed argillose di diametro massimo 20 mm.

L'acqua limpida, esente da sali in percentuale dannose e non aggressiva, deve essere tale da garantire un contenuto totale di cloruri in classe Cl 0.20.

Le caratteristiche minime previste dalla Norma anche in funzione della durabilità sono:

PALI DI FONDAZIONE

Cemento	CEM I 32.5 R		
Classe di resistenza C25/30	Rck	300	daN/cm^2
Classe di esposizione	XC2		
Rapporto massimo a/c	0.60		
Classe di consistenza	S4		
Diametro massimo inerte	25	mm	
Dosaggio minimo di cemento	300	daN/cm^2	
Copriferro min	35	mm	
Resistenza cubica	R_{ck}	300	daN/cm^2
Resistenza cilindrica	f_{ck}	250	daN/cm^2
Resistenza cilindrica (valore medio)	f_{cm}	330	daN/cm^2
Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata	a_{cc}	0.85	
Coefficiente parziale di sicurezza	Y_c	1.5	
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	141.7	daN/cm^2
Resistenza media a trazione	f_{ctm}	25.7	daN/cm^2
Resistenza caratteristica a trazione	f_{ctk}	18.0	daN/cm^2
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	12.0	daN/cm^2
Resistenza a trazione per flessione (valore medio)	f_{cfm}	30.8	daN/cm^2
Modulo elastico	E_{cm}	314758	daN/cm^2

BLOCCO DI FONDAZIONE

Cemento	CEM I 42.5 R		
Classe di resistenza C32/40	Rck	400	daN/cm^2
Classe di esposizione	XC4		
Rapporto massimo a/c	0.50		
Classe di consistenza	S4		
Diametro massimo inerte	25	mm	
Dosaggio minimo di cemento	340	daN/cm^2	
Copriferro min	35	mm	

Resistenza cubica	R_{ck}	400	daN/cm^2
Resistenza cilindrica	f_{ck}	320	daN/cm^2
Resistenza cilindrica (valore medio)	f_{cm}	400	daN/cm^2
Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata	a_{cc}	0.85	
Coefficiente parziale di sicurezza	Y_c	1.5	
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	181.3	daN/cm^2
Resistenza media a trazione	f_{ctm}	30.3	daN/cm^2
Resistenza caratteristica a trazione	f_{ctk}	21.2	daN/cm^2
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	14.1	daN/cm^2
Resistenza a trazione per flessione (valore medio)	f_{cfm}	36.3	daN/cm^2
Modulo elastico	E_{cm}	333458	daN/cm^2

ARMATURA ORDINARIA

Acciaio ordinario B450C laminato a caldo

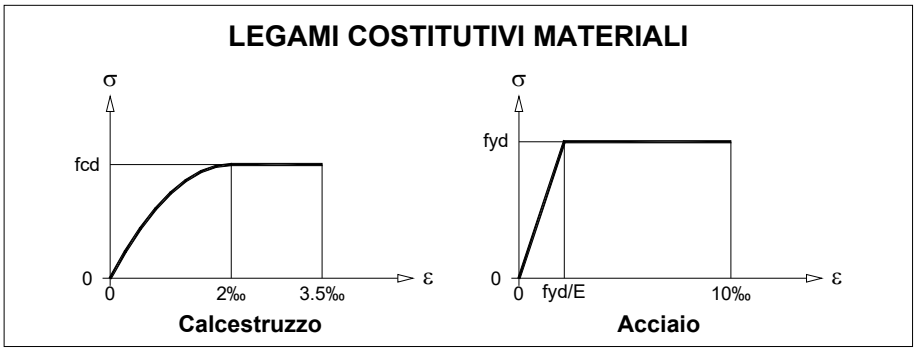
Tensione caratteristica di snervamento – f_{yk}	≥4500	daN/cm^2
Tensione caratteristica di rottura – f_{tk}	≥5400	daN/cm^2
Allungamento	≥7.5%	
Rapporto di sovraresistenza – f_{tk}/f_{yk}	$1.15 \le f_{tk}/f_{yk} \le 1.35$	
Rapporto tens. effettiva/nominale – $f_{y,eff,k}/f_{y,nom,k}$	≤ 1.25	
Coefficiente parziale di sicurezza g_s	1.15	
Tensione di calcolo – f_{yd}	3913	daN/cm^2
Modulo elastico – E_s	2100000	daN/cm^2
Diametro minimo	6	mm
Diametro massimo	26	mm

Fili di acciaio B450A trafilato o laminato a freddo – Rete elettrosaldata

Tensione caratteristica di snervamento – f_{yk}	≥4500	daN/cm^2
Tensione caratteristica di rottura – f_{tk}	≥5400	daN/cm^2
Allungamento	≥2.5%	
Rapporto di sovraresistenza – f_{tk}/f_{yk}	≥ 1.05	
Rapporto tens. effettiva/nominale – f_{yk}/f_{ynomk}	≤ 1.25	
Coefficiente parziale di sicurezza g_s	1.15	
Tensione di calcolo – f_{yd}	3913	daN/cm^2
Modulo elastico – E_s	2100000	daN/cm^2

Diametro minimo	5	mm
Diametro massimo	10	mm

LEGAMI COSTITUTIVI DEI MATERIALI



6. VITA NOMINALE DELLA STRUTTURA E SUA CLASSE D'USO

Per le strutture viene scelta dal progettista, di concerto con il Committente, una vita nominale **V_N=100 anni**.

Si precisa che la scelta della vita nominale delle strutture rimane ad arbitrio del progettista e del Committente, semprechè vengano seguite le prescrizioni contenute nella tabella 2.4.I (Opere provvisorie, Opere normali, Opere di importanza strategica).

Così come precisato meglio dalla Circolare n. 7 essa individua solamente il periodo dopo il quale diventa necessario intervenire con opere di manutenzione straordinaria per ripristinare la capacità di durata della costruzione.

Sempre la Circolare ribadisce che il carattere strategico di un'opera o la sua rilevanza per le conseguenze di un eventuale collasso, sono definiti dalla classe d'Uso.

La classe d'uso è: **Classe IV** – *Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 05/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.*

Per tale classe d'uso il coefficiente C_U (paragrafo 2.4.3) vale 2.00

Pertanto la vita V_R della struttura, ai fini del calcolo delle azioni sismiche, è pari a:

$V_R = V_N \cdot C_U = 200$ anni

7. ANALISI DEI CARICHI ELEMENTARI

Non si terrà conto delle azioni sismiche sulla struttura in elevazione poiché queste ultime risultano inferiori alle azioni da vento durante il funzionamento della macchina fornite dal produttore.

Tabella azioni SLU

Extreme Loads (safety-factor 1.35)				
LC 14EcdVraa00(fam43)	FndFr [kN]	Fzt [kN]	Mbt [kNm]	Mzt [kNm]
	1308	**7557**	**164300**	**15630**

Legenda:

FndFr: Sforzi di taglio base torre;

Fzt: Sforzo normale base torre (positivo se verso il basso);

Mbt: Momenti flettenti base torre;

Mzt: Momento torcente base torre;

Le azioni in tabella sono riferite all'estradosso della fondazione all'interfaccia tramite i tirafondi tra fondazione e torre metallica.

Nelle verifiche successive, in ogni caso si farà riferimento alle seguenti sollecitazioni alla base della torre (così come fatto nella relazione geotecnica):

Azioni SLU: N_{SLU}=7557 kN M_{SLU}=164300 kNm V_{SLU}=1308 kN

Per le fondazioni su terreni rocciosi si riportano qui solamente verifiche a ribaltamento di corpo rigido. Nella relazione geotecnica si riporterà la verifica a carico limite terreno-struttura della fondazione.

Fondazioni su terreni rocciosi – Verifica a ribaltamento – CM01, CM05, CM06

La verifica a ribaltamento viene svolta considerando la combinazione di carico EQU di cui alla Tab. 2.6.I dove i pesi propri ed i carichi permanenti, generalmente elementi stabilizzanti vengono amplificati del fattore parziale 0.9 ed i carichi variabili (azione del vento), generalmente azioni instabilizzanti, amplificati del fattore parziale 1.5

La verifica avrà esito positivo se le azioni stabilizzanti sono maggiori delle azioni instabilizzanti.

A favore di sicurezza non si considera la presenza del terreno vegetale sulla suola di fondazione.

Momenti stabilizzanti

Peso proprio plinto	0.9x25.0x671.80x10.00=	151.155	kNm
Peso proprio torre	0.9x7557x10.00=	68.013	kNm
		======	
	Totale	**219.168**	**kNm**

Momenti instabilizzanti

Spinta del vento		164.300	kNm
Momento di trasporto taglio alla base	1308x3.40=	4.447	kNm
		=======	
	Totale	**168.747**	**kNm**

Essendo i momenti instabilizzanti inferiori ai momenti stabilizzanti la verifica ha esito positivo.

Fondazioni su terreni "Formazione Molara" – CM02, CM03, CM04, CM07

Considerata la fase preliminare di progettazione, per il dimensionamento vero e proprio dei pali e del blocco di fondazione si sono studiati 3 modelli al fine di inviluppare i possibili differenti comportamenti dei singoli elementi strutturali.

- Il primo, molto semplificato, prevede che il blocco di fondazione sia sufficientemente rigido, tale da traslare e ruotare rigidamente andando a generare sforzi di taglio e compressione/trazione sui pali, che in questo modo mantengono in equilibrio il sistema. Questo modello consente di determinare le massime sollecitazioni agenti sui pali;

- Il secondo modello, risolto con apposito software strutturale, prevede il blocco di fondazione modellato con la sua effettiva geometria insieme ai pali di fondazione, muniti di appositi vincoli elastici per simularne il comportamento insieme al terreno di fondazione. Il blocco di fondazione si considera appoggiato sui singoli pali. Con questo modello si ottengono la massime sollecitazioni strutturali sul blocco di fondazione;
- Nel terzo modello, anch'esso risolto con apposito software strutturale, sono stati aggiunti dei vincoli elastici al di sotto del blocco di fondazione, al fine di simulare il terreno sottostante, oltre ai pali del secondo modello. Le caratteristiche del terreno di fondazione (formazione terravecchia) consentono di poter asserire che pali e blocco di fondazione collaborino effettivamente nella portanza complessiva del sistema, in quanto le reazioni del terreno sul blocco di fondazione e sui pali si attivano praticamente per lo stesso ordine di grandezza degli spostamenti. Con questo modello si ritiene di avere contezza sull'effettiva deformazione (verticale e rotazionale) del sistema di fondazione.

Nel caso della determinazione dei massimi sforzi normali sui pali (primo modello) si sono aggiunte le componenti di trasporto del taglio in considerazione dell'altezza di applicazione di tali azioni rispetto allo spiccato dei pali stessi (3.40 m) 1308x3.40=4447 kNm, inoltre si è aggiunto il peso del plinto, che ha volume 671.8 m^3, e quindi peso: 671.8x25=16795 kN.

Pertanto per la verifica dei pali si hanno le sollecitazioni:

Azioni SLU:

N_{SLU}=7557+16795=24352 kN M_{SLU}=164300+4447=168747 kNm V_{SLU}=1308 kN

Tale situazione di carico comporta i valori di sforzo normale (compressione positiva, trazione negativa) sui pali riportati in tabella:

Raggio corona pali [m] 9,00

Sollecitazioni globali

N [kN]	24352
M [kNm]	168747
V [kN]	1308

Palo	Angolo [deg]	y [m]	y^2 [m^2]	F_N [kN]	F_M [kN]	$F_{totale}=F_{N+}F_m$ [kN]	V [kN]
1	22,5	3,44	11,86	1522	897	2419	82
2	45,0	6,36	40,50	1522	1657	3179	82
3	67,5	8,31	69,14	1522	2165	3687	82
4	90,0	9,00	81,00	1522	2344	3866	82
5	112,5	8,31	69,14	1522	2165	3687	82
6	135,0	6,36	40,50	1522	1657	3179	82
7	157,5	3,44	11,86	1522	897	2419	82
8	180,0	0,00	0,00	1522	0	1522	82
9	202,5	-3,44	11,86	1522	-897	625	82
10	225,0	-6,36	40,50	1522	-1657	-135	82
11	247,5	-8,31	69,14	1522	-2165	-643	82
12	270,0	-9,00	81,00	1522	-2344	-822	82
13	292,5	-8,31	69,14	1522	-2165	-643	82
14	315,0	-6,36	40,50	1522	-1657	-135	82
15	337,5	-3,44	11,86	1522	-897	625	82
16	360,0	0,00	0,00	1522	0	1522	82

Inerzia [m^2] 648,00

Ovvero un massimo sforzo normale di compressione sui pali di 3866 kN ed un massimo sforzo normale di trazione pari -822 kN.

Compatibili con i valori di carico limite di portanza palo/terreno sia in compressione sia in trazione determinati nella relazione geotecnica ($N_{lim-compr}$=4249 kN – $N_{lim-traz}$=-2169 kN).

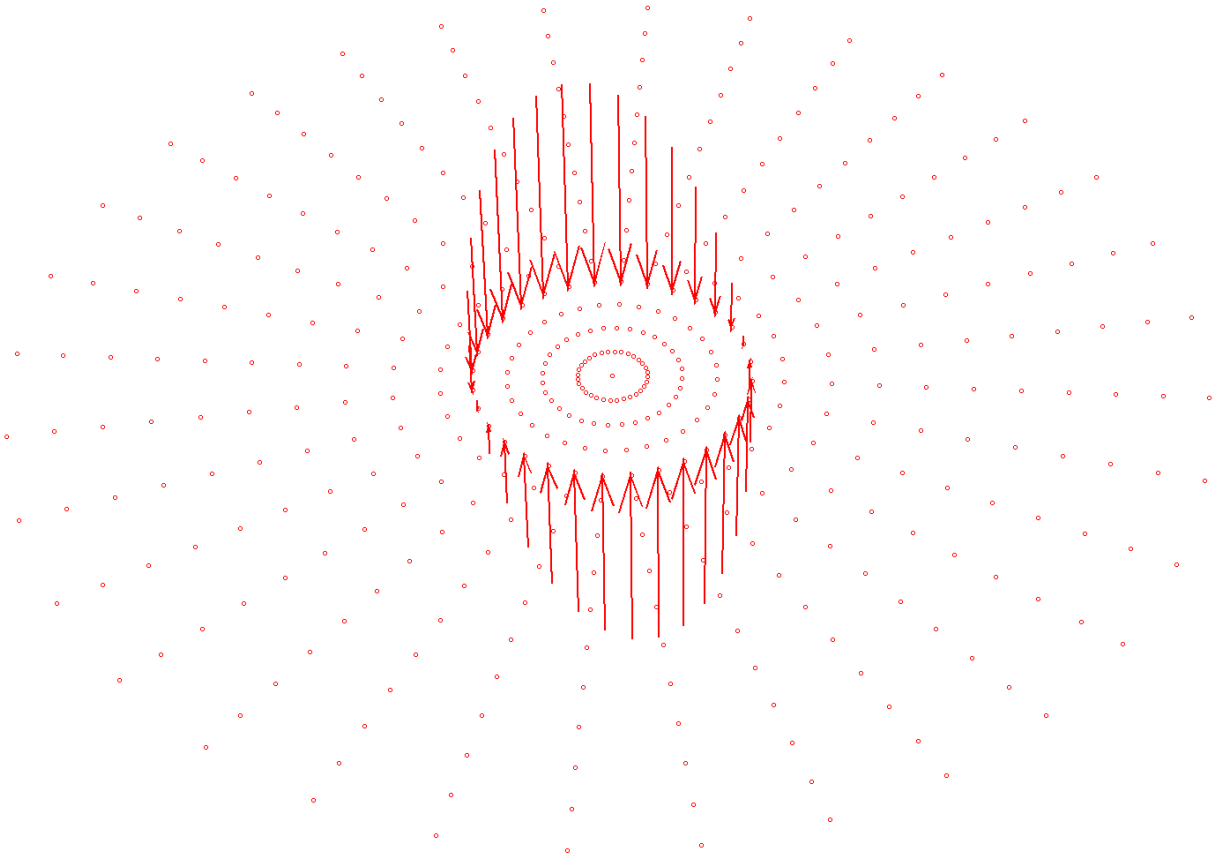
Nel caso di utilizzo di software specifico, piuttosto che inserire un unico carico concentrato al centro della piastra (con le componenti N,M,V sopra determinate), si sono inserite 32 forze verticali, ognuna sul singolo nodo del diametro Ø4.00 m, che hanno come risultante proprio il valore di N ed M sopra determinato. Lo sforzo di taglio è stato ripartito uniformemente sui 32 nodi.

Ai fini della determinazione dei singoli carichi sui nodi si ha:

$N_{sing-i}=N/32+M/J\cdot y_i$

$V_{sing-i}=V/32$

Dove J è l'inerzia del sistema a masse (unitarie) concentrate costituito dai singoli nodi (J=Somma (y_i^2), essendo y_i la distanza del singolo nodo rispetto ad un sistema di riferimento x passante per il centro della piastra).



Nella tabella seguente vengono riportati i calcoli dei singoli valori di compressione/trazione sulla corona di appoggio del fusto della torre sul tamburo superiore della fondazione.

Il peso del plinto verrà conteggiato automaticamente dal software strutturale (con la densità del materiale). Peso che comunque è già stato determinato prima per il modello n. 1

Raggio corona torre [m] 2

Sollecitazioni globali

N [kN]	7557
M [kNm]	164300
V [kN]	1308

Nodo struttura	Angolo [deg]	y [m]	y^2 [m^2]	F_N [kN]	F_M [kN]	$F_{totale}=F_N+F_M$ [kN]	V [kN]
1	11,25	0,39018	0,15224	236	1002	1238	41
2	22,5	0,76537	0,58579	236	1965	2201	41
3	33,75	1,11114	1,23463	236	2853	3089	41
4	45	1,41421	2,00000	236	3631	3867	41
5	56,25	1,66294	2,76537	236	4269	4505	41
6	67,5	1,84776	3,41421	236	4744	4980	41
7	78,75	1,96157	3,84776	236	5036	5272	41
8	90	2,00000	4,00000	236	5134	5371	41
9	101,25	1,96157	3,84776	236	5036	5272	41
10	112,5	1,84776	3,41421	236	4744	4980	41
11	123,75	1,66294	2,76537	236	4269	4505	41
12	135	1,41421	2,00000	236	3631	3867	41
13	146,25	1,11114	1,23463	236	2853	3089	41
14	157,5	0,76537	0,58579	236	1965	2201	41
15	168,75	0,39018	0,15224	236	1002	1238	41
16	180	0,00000	0,00000	236	0	236	41
17	191,25	-0,39018	0,15224	236	-1002	-766	41
18	202,5	-0,76537	0,58579	236	-1965	-1729	41
19	213,75	-1,11114	1,23463	236	-2853	-2616	41
20	225	-1,41421	2,00000	236	-3631	-3394	41
21	236,25	-1,66294	2,76537	236	-4269	-4033	41
22	247,5	-1,84776	3,41421	236	-4744	-4507	41
23	258,75	-1,96157	3,84776	236	-5036	-4800	41
24	270	-2,00000	4,00000	236	-5134	-4898	41
25	281,25	-1,96157	3,84776	236	-5036	-4800	41
26	292,5	-1,84776	3,41421	236	-4744	-4507	41
27	303,75	-1,66294	2,76537	236	-4269	-4033	41
28	315	-1,41421	2,00000	236	-3631	-3394	41
29	326,25	-1,11114	1,23463	236	-2853	-2616	41
30	337,5	-0,76537	0,58579	236	-1965	-1729	41
31	348,75	-0,39018	0,15224	236	-1002	-766	41
32	360	0,00000	0,00000	236	0	236	41

Inerzia [m^2] 64

8. DESCRIZIONE TABULATI DI CALCOLO GENERALE DELLA STRUTTURA

CARATTERISTICHE GENERALI

Il programma MasterSap della AMV è un programma agli elementi finiti che consente il calcolo spaziale elastico, sia statico che dinamico, di strutture del tutto generiche, sia per geometria che per caratteristiche dei materiali.

Il programma prevede, per schematizzare le effettive membrature strutturali che possono presentarsi nella pratica tecnica, i seguenti elementi finiti:

- Asta reticolare;

- Trave;
- Vincolo;
- Elemento in stato piano di tensione;
- Elemento in stato piano di deformazione;
- Elemento assialsimmetrico;
- Guscio/Piastra;
- Vincoli:
- Plinti.

DATI DI INPUT

L'organizzazione dei dati di input prevede la suddivisione della struttura in Gruppi. Ogni Gruppo contiene informazioni circa gli elementi finiti che lo compongono. Ogni gruppo può essere costituito da un solo tipo di elemento finito.

NODI: La struttura è individuata da nodi riportati in coordinate. Ogni nodo possiede sei gradi di libertà, associati alle sei possibili deformazioni. I gradi di libertà possono essere liberi (spostamenti generalizzati incogniti), bloccati (spostamenti generalizzati corrispondente uguale a zero), di tipo slave o linked (il parametro cinematico dipende dalla relazione con altri gradi di libertà). Si può intervenire sui gradi di libertà bloccando uno o più gradi. I blocchi vengono applicate nella direzione della terna locale del nodo. Le relazioni complesse creano un legame tra uno o più gradi di libertà di un nodo detto slave con quelli di un altro nodo detto master. Esistono tre tipi di relazioni complesse.
La relazione di piano rigido prescrive che il nodo slave appartiene ad un piano rigido e quindi che i due spostamenti in piano e la rotazione normale al piano sono legati ai tre parametri di roto-traslazione rigida di un piano.
Il Corpo rigido prescrive che il nodo slave fa parte di un corpo rigido e tutti e sei i suoi gradi di libertà sono legati ai sei gradi di libertà posseduti dal corpo rigido (i gradi di libertà del suo nodo master).

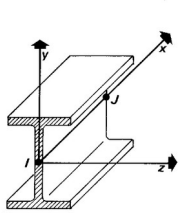
MATERIALI: I materiali sono individuati da un codice specifico e descritti dal modulo di elasticità, dal coefficiente di Poisson, dal peso specifico, dal coefficiente di dilatazione termica.

SEZIONI: Le sezioni sono individuate in ogni caso da un codice numerico specifico, dal tipo e dai relativi parametri identificativi. La simbologia adottata dal programma è la seguente:
- Rettangolare piena (Rp);
- Rettangolare cava (Rc);
- Circolare piena (Cp);
- Circolare cava (Cc);
- T (T.);
- T rovescia (Tr);
- L (L.);
- C (C.);
- C rovescia (Cr);
- Cassone (Ca);
- Profilo singolo (Ps);
- Profilo doppio (Pd);
- Generica (Ge).

CARICHI: I carichi agenti sulla struttura possono essere suddivisi in carichi nodali e carichi elementari. I carichi nodali sono forze e coppie concentrate applicate ai nodi della discretizzazione. I carichi elementari sono forze, coppie e sollecitazioni termiche. I carichi in luce sono individuati da un codice numerico, da un tipo e da una descrizione. Sono previsti carichi distribuiti trapezoidali riferiti agli assi globali (fX, fY, fZ, fV) e locali (fx, fy, fz), forze concentrate riferite agli assi globali (FX, FY, FZ, FV) o locali (Fx, Fy, Fz), momenti concentrati riferiti agli assi locali (Mx, My, Mz), momento torcente distribuito riferito all'asse locale x (mx), carichi termici (tx, ty, tz), descritti con i relativi parametri identificativi, aliquote inerziali comprese, rispetto al riferimento locale. I carichi in luce possono essere attribuiti solo a elementi finiti del tipo trave o trave di fondazione.

ELEMENTI FINITI: La struttura può essere suddivisa in sottostrutture, chiamate gruppi.
a) ELEMENTO TRUSS (ASTA RETICOLARE): L'elemento truss (asta reticolare) rappresenta il modello meccanico della biella elastica. Possiede 2 nodi I e J e di conseguenza 12 gradi di libertà.
Gli elementi truss sono caratterizzati da 4 parametri fisici e geometrici ovvero:
- A Area della sezione.
- E. Modulo elastico.

(• K)



Riferimento locale

- ρ. Densità di peso (peso per unità di volume).
- α. Coefficiente termico di dilatazione cubica.

I dati di input e i risultati del calcolo relativi all'elemento stesso sono riferiti alla terna locale di riferimento indicata in figura.

b) ELEMENTO FRAME (TRAVE E PILASTRO, TRAVE DI FONDAZIONE): L'elemento frame implementa il modello della trave nello spazio tridimensionale. E' caratterizzato da 2 nodi principali I e J posti alle sue estremità ed un nodo geometrico facoltativo K che serve solamente a fissare univocamente la posizione degli assi locali.

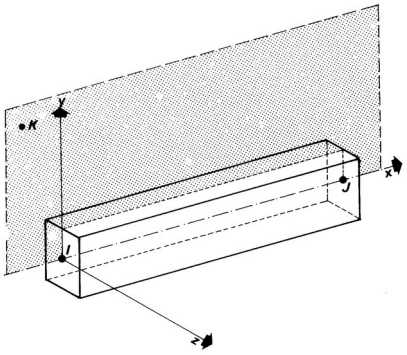
L'elemento frame possiede 12 gradi di libertà.

Ogni elemento viene riferito a una terna locale destra x, y, z, come mostrato in figura. L'elemento frame supporta varie opzioni tra cui:

- deformabilità da taglio (travi tozze);
- sconnessioni totali o parziali alle estremità;
- connessioni elastiche alle estremità;
- offsets, ovvero tratti rigidi eventualmente fuori asse alle estremità;
- suolo elastico alla Winkler nelle tre direzioni locali e a torsione.

L'elemento frame supporta i seguenti carichi:

- carichi distribuiti trapezoidali in tutte le direzioni locali o globali;
- sollecitazioni termiche uniformi e gradienti termici nelle due direzioni principali;
- forza concentrata in tutte le direzioni locali o globali applicata in un punto arbitrario;
- carichi generici mediante prescrizione delle reazioni di incastro perfetto.



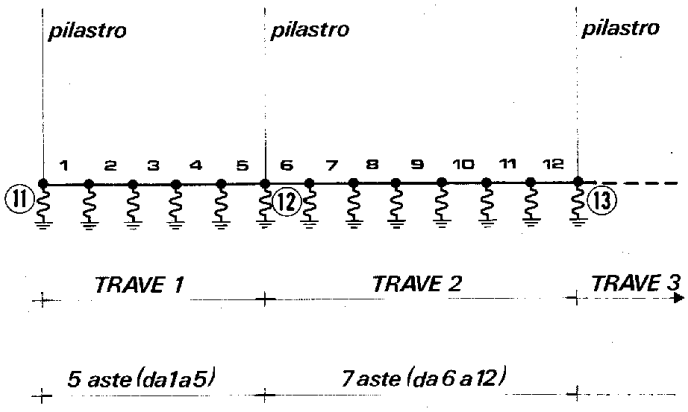
Riferimento locale

I gruppi formati da elementi del tipo trave riportano, in ordine, i numeri dei nodi iniziale (I), finale (J) e di riferimento (K), la situazione degli svincoli ai nodi I e J (indicate in legenda eventuali situazioni diverse dall'incastro perfetto ad entrambi i nodi), i codici dei materiali e delle sezioni, la situazione di carico nelle otto possibili condizioni A, B, C, D, E, F, G, H: se è presente un numero, esso individua il coefficiente moltiplicativo del carico corrispondente.

I gruppi relativi all'elemento trave di fondazione riportano informazioni analoghe; le condizioni di carico sono limitate a due (A e B); È indicata la caratteristica del suolo, la larghezza di contatto con il terreno e il numero di suddivisioni interne. Per la trave di fondazione il programma abilita automaticamente solo i gradi di libertà relativi alla rotazione intorno agli assi globali X, Y e alla traslazione secondo Z, bloccando gli altri gradi di libertà. Ogni trave di fondazione è suddivisa in un numero adeguato di parti (aste). Ogni singola asta interagisce con il terreno mediante un elemento finito del tipo vincolo elastico alla traslazione verticale t_Z convergente ai suoi nodi (vedi figura), il cui valore di rigidezza viene determinato da programma moltiplicando la costante di sottofondo assegnata dall'utente per l'area di contatto con il terreno in corrispondenza del nodo.

I tipi di carichi ammessi sono solo di tipo distribuito fZ, fV, fy. Inoltre accade che:

Vi=Vf; di=df=0, ovvero il carico è di tipo rettangolare esteso per tutta la lunghezza della trave.



c) ELEMENTO SHELL (GUSCIO): L'elemento shell implementa il modello del guscio piatto ortotropo nello spazio tridimensionale. E' caratterizzato da 3 o 4 nodi I, J, K ed L posti nei vertici e 6 gradi di libertà per ogni nodo. Il comportamento flessionale e quello membranale sono disaccoppiati. Gli elementi guscio/piastra si caratterizzano perché possono subire carichi nel piano ma anche ortogonali al piano ed essere quindi soggetti anche ad azioni flettenti e torcenti. Gli elementi in esame hanno formalmente tutti i sei gradi di libertà attivi, ma non posseggono rigidezza per la rotazione ortogonale al piano dell'elemento.

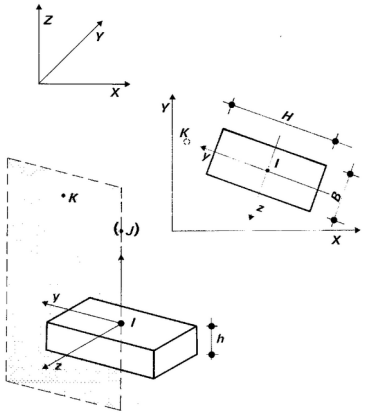
Nei gruppi shell definiti "platea" viene attuato il blocco di tre gradi di libertà, uX, uY, rZ, per tutti i nodi del gruppo. Ogni gruppo può contenere uno o più elementi (max 1999). Ogni elemento viene definito da questi parametri:

- elemento numero (massimo 1999 per ogni gruppo);
- nodi di riferimento I, J, K, L;

- spessore;
- materiale;
- pressioni e relative aliquote dinamiche;
- temperatura;
- gradiente termico;
- carichi distribuiti e relative aliquote dinamiche.

d) ELEMENTO BOUNDARY (VINCOLO): L'elemento boundary è sostanzialmente un elemento molla con rigidezza assiale in una direzione specificata e rigidezza torsionale attorno alla stessa direzione. E' utile quando si vogliono determinare le reazioni vincolari oppure quando si vogliono imporre degli spostamenti o delle rotazioni di alcuni nodi (cedimenti vincolari).
I parametri relativi ad ogni singolo vincolo sono:
- il nodo a cui è collegato il vincolo (o i vincoli, massimo sei);
- la traslazione imposta (L) o la rotazione imposta (radianti);
- la rigidezza (per le traslazioni in F/L, per le rotazioni in F*L/rad).

e) ELEMENTO PLINTO: Il plinto viene modellato mediante vincoli elastici alla traslazione e alla rotazione.
Il nodo I è il nodo di attacco del plinto e generalmente corrisponde con il nodo al piede di un pilastro. Si suppone, implicitamente, l'esistenza di un nodo J posizionato sopra I, sulla sua verticale (vedi figura).
Il nodo K consente, assieme a I e J, di orientare il plinto nello spazio. Valgono al riguardo considerazioni analoghe a quelle fatte per i pilastri. L'asse locale x è diretto da I verso J, l'asse locale y è ortogonale a x e punta verso K, l'asse locale z forma, con x e y l'usuale terna cartesiana destrorsa.
La sezione del plinto è quella orizzontale in pianta, esclusivamente rettangolare. La base della sezione si misura parallelamente all'asse locale z, l'altezza si valuta secondo y.
L'altezza h del plinto si misura in verticale (secondo l'asse globale Z).



FASE DI CALCOLO
L'analisi della struttura può essere di tipo statico o dinamico.
Per strutture intelaiate è attivabile la procedura per il calcolo automatico delle forze sismiche secondo il metodo statico equivalente.
In particolare ai nodi perimetrali che definiscono ogni elemento finito convergono, sommandosi, le masse specifiche dell'elemento stesso e le masse aggiuntive con cui può essere caricato il nodo.
In caso di analisi sismica con il metodo statico equivalente viene riportato un prospetto riguardante il peso sismico del gruppo, le coordinate baricentriche relative, il coefficiente di distribuzione globale del gruppo funzione della sua quota, il coefficiente globale ricavato dal precedente in base ai parametri sismici, la forza sismica relativa.
In ogni caso il programma provvede alla formazione delle matrici di rigidezza e di massa.

a) Analisi statica
L'analisi statica implica la soluzione dell'equazione di equilibrio:

$$K \cdot u = F$$

dove K è la matrice di rigidezza, u è il vettore delle deformazioni nodali, F e il vettore dei carichi.
Ogni nodo ha potenzialmente sei gradi di libertà, per cui ad ogni nodo corrispondono, nel caso piu generale, sei deformazioni incognite.
Note le deformazioni, il programma provvede al calcolo delle sollecitazioni.
Il vettore dei carichi F è assemblato assieme alla matrice di rigidezza del sistema.
Per risolvere il sistema simmetrico, definito positivo, di equazioni il programma applica il metodo di Gauss, impiegando un numero minimo di operazioni, in quanto trascura gli elementi nulli.
Il programma decompone la matrice K nella forma:

$$L^T \cdot D \cdot L$$

Le equazioni di equilibrio diventano:

$$L^T \cdot D \times L \cdot u = F$$

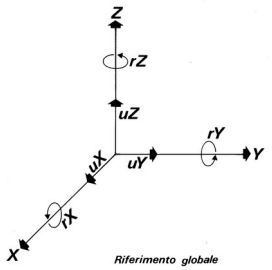
e ponendo $v = D \cdot L \cdot u$

$$L^T \cdot v = F$$

Il sistema viene quindi risolto per riduzione dei vettori di carico.
Il vettore delle deformazioni u è calcolato per sostituzione all'indietro.
Nell'analisi sismica con il metodo statico equivalente le corrispondenti forze inerziali vengono automaticamente aggiunte agli altri carichi eventualmente presenti sulla struttura. Note le deformazioni vengono calcolate le sollecitazioni.

b) Analisi dinamica

Il programma effettua l'analisi dinamica con il metodo dello spettro di risposta.
La procedura attua l'analisi dinamica in due fasi distinte: la prima si occupa di calcolare le frequenze proprie di vibrazione, la seconda calcola spostamenti e sollecitazioni conseguenti allo spettro di risposta assegnato in input.
Nell'analisi spettrale il programma utilizza lo spettro di risposta assegnato in input, coerentemente con quanto previsto dalla normativa. L'ampiezza degli spettri di risposta è determinato dai parametri sismici previsti dalla normativa e assegnati in input dall'utente.
La procedura calcola inizialmente i coefficienti di partecipazione modale per ogni direzione del sisma e per ogni frequenza. Tali coefficienti possono essere visti come il contributo dinamico che ogni modo di vibrazione da nelle direzioni assegnate. Si potrà perciò notare in quale direzione il singolo modo di vibrazione ha effetti predominanti.
Successivamente vengono calcolati, per ogni modo di vibrazione, gli spostamenti e le sollecitazioni relative a ciascuna direzione dinamica attivata, per ogni modo di vibrazione. Per ogni direzione dinamica viene calcolato l'effetto globale, dovuto ai singoli modi di vibrazione, mediante la radice quadrata della somma dei quadrati dei singoli effetti. E' prevista una specifica fase di stampa per tali risultati.
L'ultima elaborazione riguarda il calcolo degli effetti complessivi, ottenuti considerando tutte le direzioni dinamiche applicate. Tali risultati (inviluppo) possono essere ottenuti, a discrezione dell'utente in tre modi distinti, inclusi quelli suggeriti della normativa italiana e dall'Eurocodice 8.



Riferimento globale

DATI DI OUTPUT GENERALI

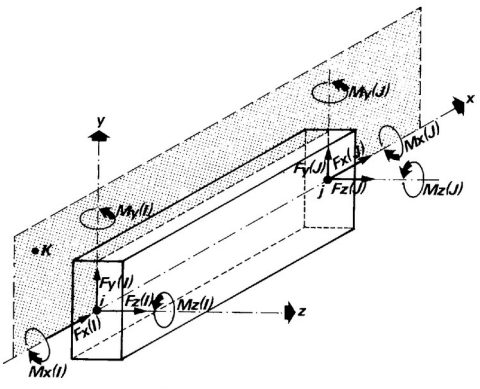
DEFORMATE: Per ogni combinazione di carico e per tutti i nodi non completamente bloccati il programma calcola spostamenti (unità di misura L) e rotazioni (radianti). Viene anche rappresentata la deformata in luce dell'asta che riproduce il comportamento di una funzione polinomiale di quarto grado. Gli spostamenti sono positivi se diretti nel verso degli assi globali X Y Z, le rotazioni positive se antiorarie rispetto all'asse di riferimento, per un osservatore disteso lungo il corrispondente semiasse positivo (vedi figura a lato). Viene anche determinato il valore massimo assoluto (con segno) di ogni singola deformazione e il valore massimo dello spostamento nello spazio (radice quadrata della somma dei quadrati degli spostamenti).
ASPETTI PARTICOLARI DELL'ANALISI DINAMICA: Nella stampa degli autovettori vengono riportati i relativi risultati, pertinenti ad ogni nodo. Nel calcolo della risposta spettrale vengono determinate, per ogni verso del sisma, le deformazioni relative ai vari modi di vibrare e la corrispondente media quadratica. Tali risultati vengono successivamente combinati e danno luogo ad uno o più inviluppi in relazione a quanto imposto dall'utente nella fase iniziale di intestazione del lavoro.
Vengono anche determinate le deformazioni allo stato limite ultimo, che risultano amplificate per effetto dei fattori di struttura q rassegnati alle due direzioni orizzontali e a quella verticale.

a) ASTE RETICOLARI: Per ogni elemento e per ogni combinazione di carico statica vengono calcolate:
- tensione unitaria (F/L^2);
- forza assiale (F).

Il segno positivo indica trazione. Nell'analisi dinamica, per ogni direzione sismica e per ogni asta, viene indicato il modo che dà luogo al massimo effetto e il relativo valore, nonché l'effetto risultante calcolato in base al criterio SRSS o CQC come scelto dall'utente. Nella stampa degli inviluppi viene riportata la tensione e lo sforzo assiale Fx calcolato secondo la modalità scelta dall'utente nella fase di input riguardante l'assegnazione dell'intestazione e dei parametri iniziali.

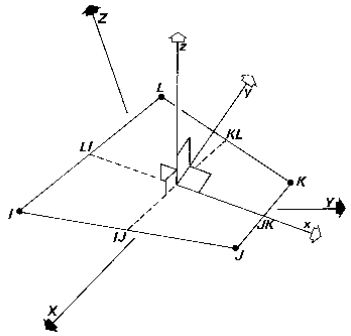
b) TRAVI, PILASTRI E TRAVI DI FONDAZIONE: Il programma calcola ai due nodi estremi di ogni elemento e per ogni combinazione di carico sei sollecitazioni, riferite agli assi locali (come indicato nella figura a lato):
- Fx = forza assiale nella direzione locale x;
- Fy = taglio nella direzione locale y;
- Fz = taglio nella direzione locale z;
- Mx = momento torcente attorno all'asse locale x;
- My = momento flettente attorno all'asse locale y;
- Mz = momento flettente attorno all'asse locale z,

con le seguenti convenzioni sui segni:
forze positive se concordi con gli assi locali (F);
momenti positivi se antiorari rispetto gli assi locali, per un osservatore disteso lungo il corrispondente semiasse positivo (F*L).



Riferimento locale

Tali convenzioni sono caratteristiche dei codici di calcolo numerico e sono mantenute soltanto nelle stampe globali. Nelle rappresentazioni grafiche e nelle stampe delle verifiche di sicurezza vengono invece adottate le convenzioni tipiche della Scienza delle Costruzioni.
In caso di analisi sismica con il metodo statico equivalente viene riportato un prospetto riguardante il peso sismico del gruppo, le coordinate baricentriche relative, il coefficiente di distribuzione globale del gruppo funzione della sua quota, il coefficiente globale ricavato dal precedente in base ai parametri sismici, la forza sismica relativa. Nell'analisi dinamica vengono calcolate le medesime sollecitazioni per ognuna delle tre azioni sismiche previste (Z eventuale). Viene evidenziato il modo di vibrazione che dà luogo all'effetto massimo, il valore di tale effetto (con segno), la risultante dovuta alla combinazione di tutti i modi di vibrazione mediante il criterio prescelto dall'utente.
Per le travi di fondazione il programma calcola ai due nodi estremi della trave e in tutti i punti intermedi generati per effetto della suddivisione della trave di fondazione, per ogni combinazione di carico:
- Fy = taglio nella direzione locale y (F);
- Mx = momento torcente attorno asse locale x (F*L);
- Mz = momento flettente attorno asse locale z (F*L);
- UZ = spostamento lungo Z (L);
- rX = rotazione intorno X (rad);
- rY = rotazione intorno Y (rad);
- pressione sul suolo (F/L2).



c) GUSCI: Il programma propone i risultati al "centro" di ogni elemento. Per ogni elemento e per ogni combinazione di carico statica vengono evidenziate:
- Sxx (F/L^2);
- Syy (F/L^2);
- Sxy (F/L^2);
- Mxx (F*L/L);
- Myy (F*L/L);
- Mxy (F*L/L);
- σ_{idsup} (F/L^2);
- σ_{idinf} (F/L^2).

Sxx, Syy, Sxy rappresentano le tensioni membranali (vedi figura)
Mxx rappresenta il momento flettente (per unità di lunghezza) che produce tensioni in direzione locale x; analogamente per Myy;
Mxy rappresenta il momento torcente (sempre per unità di lunghezza).
Le tensioni ideali σ_{idsup} (al bordo superiore, ovvero sul semiasse positivo dell'asse locale z) e σ_{idinf} sono calcolate mediante il criterio di Huber-Hencky-Mises. I momenti flettenti generano ai bordi dell'elemento delle tensioni valutate in base al modulo di resistenza dell'elemento. Le tensioni da momento flettente Mxx si sovrappongono alle tensioni Sxx, con segno positivo al bordo superiore, con segno negativo al bordo inferiore (analogamente per Myy e Syy). Gli effetti tensionali da momento torcente vengono sovrapposti a Sxy. Le convenzioni sui segni dei momenti sono caratteristiche dei codici di calcolo automatici e sono mantenute solo nelle stampe dei risultati conseguenti all'elaborazione strutturale, nelle rappresentazioni grafiche e nelle stampe dei postprocessori vengono invece adottate le convenzioni tipiche della Scienza delle Costruzioni.
Nell'analisi dinamica, per ogni direzione sismica e per ogni elemento, viene indicato il modo che dà luogo all'effetto massimo, la risultante per sovrapposizione modale per Sxx, Syy, Sxy, Mxx, Myy, Mxy. Nel calcolo degli inviluppi viene effettuata la sovrapposizione. Anche in questo caso vengono calcolate le tensioni ideali. Nell'analisi statica e negli inviluppi dinamici, fra i risultati, alla fine di ogni gruppo vengono riportati i massimi delle tensioni (comprese quelle ideali) e dei momenti, nonché il numero dell'elemento e la combinazione di carico relativa.

d) VINCOLI: In stampa vengono fornite, per ogni nodo vincolato, le reazioni corrispondenti ai vincoli assegnati. Per quanto concerne i versi si tenga presente che è stata adottata la convenzione tradizionale. In generale le forze vincolari (unità di misura F) sono positive se vanno nel verso dell'asse di riferimento, i momenti (F*L) sono positivi se antiorari per un osservatore disposto lungo il corrispondente semiasse positivo; tali sollecitazioni tendono a contrastare deformazioni di segno opposto. Per quanto concerne i vincoli comunque disposti nello spazio vale la stessa regola: se uno spostamento è positivo tende ad allontanare il nodo N da I; la conseguente reazione è di segno opposto, cioè negativa. Nell'analisi dinamica, per ogni direzione, per ogni nodo vincolato, viene indicato il modo che dà luogo all'effetto massimo e il relativo valore; viene anche indicato il risultato complessivo calcolato a partire dai singoli effetti modali. Nella stampa degli inviluppi viene calcolata la risultante obbedendo alla modalità scelta dall'utente.

e) PLINTI: La procedura calcola le rigidezze del plinto e le assegna come avviene per un elemento "vincolo" disposto secondo le direzioni globali X ,Y ,Z. Pertanto i risultati per un plinto corrispondono a quelli proposti per l'elemento "vincolo". Nelle verifiche vengono invece riportati i risultati secondo le direzioni locali, come più consueto. La rigidezza alla traslazione verticale del plinto viene calcolata moltiplicando l'area del plinto per la costante di sottofondo. Le rigidezze alla rotazione rispetto ai due assi locali x e y vengono calcolate moltiplicando il relativo momento d'inerzia flessionale per la costante di sottofondo. Tali rigidezze alla rotazione vengono quindi riportate agli assi globali X e Y con le usuali regole di trasformazione, perché il programma tratta i vincoli come se fossero assegnati secondo le direzioni globali. Le due rigidezze alla traslazione secondo gli assi globali X e Y, nonché la rigidezza alla rotazione intorno l'asse globale Z vengono automaticamente poste ad un valore elevato, che dà luogo a deformazioni trascurabili. Si assume infatti che il plinto non possa spostarsi nel piano orizzontale e ruotare intorno all'asse verticale Z.

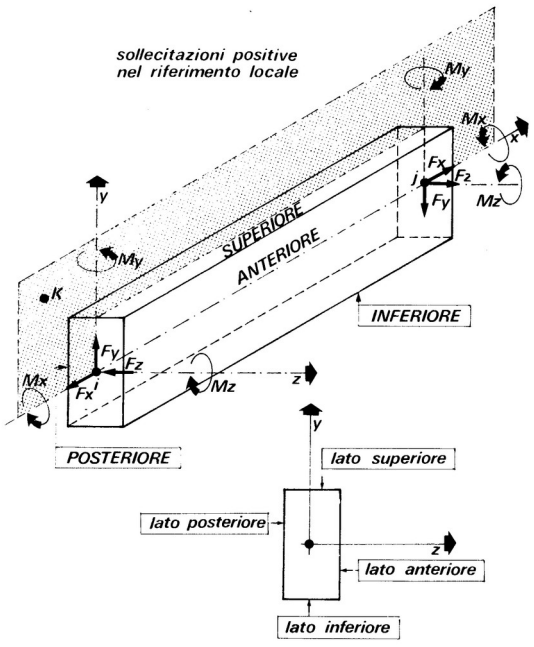
VERIFICHE DEGLI ELEMENTI IN CEMENTO ARMATO METODO DEGLI STATI LIMITE

a) TRAVI, PILASTRI, SETTI E TRAVI DI FONDAZIONE: Fra le informazioni di testa per le travi è anche segnalata la componente del peso proprio e il carico medio. Per i soli pilastri oltre al numero strutturale dell'asta è anche indicato l'eventuale numero di pilastrata.
Le sollecitazioni sono riferite al sistema locale x, y, z. Vengono riportate, in ordine:
- numero combinazione di carico;
- ascissa di calcolo (cm);
- in sequenza Fx, Fy, Fz (F); Mx, My, Mz (F*m).

Per le travi e le fondazioni viene applicata la regola della traslazione. In particolare il momento flettente viene incrementato, dove richiesto, del prodotto di Fy (o Fz) con 0.9*d, dove d è l'altezza utile corrispondente.
Per elementi trave di fondazione Fx, Fz, My sono generalmente nulli.
Le convenzioni adottate sui segni delle sollecitazioni sono (vedi figura):
- Fx (sforzo normale) è positivo se di trazione;
- Fy (forza tagliante) è positiva se agisce, a sinistra dell'ascissa interessata, nel verso positivo dell'asse locale corrispondente;
- Fz (forza tagliante) è positiva se agisce, a sinistra dell'ascissa interessata, nel verso negativo dell'asse locale corrispondente;
- Mx (momento torcente) è positivo se antiorario intorno a x a sinistra dell'ascissa in esame;
- My (momento flettente) è positivo se tende le fibre posteriori, cioè quelle disposte nel verso negativo dell'asse z;
- Mz (momento flettente) è positivo se tende le fibre inferiori, cioè quelle disposte nel verso negativo dell'asse y.

Compaiono poi nel tabulato gli ulteriori risultati:
- in sequenza, armatura posteriore, anteriore, inferiore, superiore (cm^2); si noti che tali armature sono quelle totali. La sezione di due reggistaffe contribuisce in tutti quattro i valori di armatura; per i pilastri circolari viene determinata e stampata l'armatura totale distribuita uniformemente su tutta la circonferenza;
- campo (di rottura): rappresenta il campo di rottura determinato dalla procedura di verifica; nel caso delle travi, qualora sia stata deselezionata la verifica a sforzo normale, il campo di rottura viene sostituita dal rapporto x/d;
- indice di resistenza a presso-tensoflessione (Fx, My, Mz): rappresenta il moltiplicatore delle sollecitazioni allo s.l.u., ovvero il rapporto fra la sollecitazione agente e quella resistente;
- indice di resistenza a taglio/torsione (Fy, Fz, Mx) o indice di resistenza a taglio/torsione (Bielle) per NTC 2008: rappresenta l'indice di resistenza delle bielle compresse sollecitate a taglio e/o torsione;

Indice di resistenza a taglio/torsione (V, Mx): rappresenta l'indice di resistenza "taglio e torsione" per elementi che non necessitano di armatura trasversale.



- Indice di resistenza a scorrimento: compare solo nel caso di setti calcolati con l'Ordinanza 3431 e NTC 2008 e riporta l'indice di resistenza che si ricava dal rapporto fra la resistenza a scorrimento (vedi § 5.4.5.2 dell'Ordinanza e § 7.4.4.5.2.2 delle NTC/2008) e la sollecitazione di taglio.

aswta, aswto: in cm^2/m rappresenta l'area di armatura per unità di lunghezza derivante, rispettivamente, dall'effetto di taglio e torsione;
- passo staffe: in cm rappresenta il passo delle staffe derivante da aswta e aswto e dall'applicazione dei minimi di normativa.

per i pilastri, nel caso NTC 2008, nelle colonne αMy e αMz vengono riportati i valori dei moltiplicatori delle sollecitazioni My ed Mz derivanti dal rispetto della gerarchia delle resistenze trave/pilastro.

Viene evidenziata, su una riga conclusiva apposita, l'inviluppo delle armature in grado di resistere a tutte le situazioni. Per la sezione rettangolare viene riportata l'armatura aggiuntiva effettiva sui quattro lati, detraendo dall'armatura totale quella dei reggistaffe. Per la sezione circolare è invece sempre riportato il valore totale distribuito. Viene infine indicato il passo delle staffe calcolato o di normativa. Alla fine del tabulato di progetto delle armature riguardante un'asta, se attivata l'opzione sulla combinazione dei carichi, la procedura propone uno specchietto che riepiloga nell'ordine:
- numero della combinazione di carico che dà luogo al momento massimo; tale sollecitazione può infatti derivare per effetto di una combinazione di carico spaziale di MasterSap (in questo caso viene riportato il relativo numero di combinazione o simbolo identificativo) o a causa della combinazione dei carichi permanenti e variabili o dell'eventuale momento di sicurezza (in questo secondo caso il contrassegno di combinazione è dato dal simbolo --);
- xMmax; ascissa dell'asta in cui si verifica il momento massimo positivo;
- Mmax; valore del momento massimo positivo;
- Ainf, D. inf agg.; armatura inferiore totale derivante dall'azione del momento massimo positivo, numero e diametro delle barre aggiuntive, come al solito, rispetto ai reggistaffe comunque presenti;
- Asup, D. sup agg.; valgono le stesse considerazioni di sopra, riferite all'armatura superiore;
- il rapporto x/d e l'indice di resistenza a flessione.

Nelle verifiche di esercizio per gli elementi vengono considerati i soli effetti del momento flettente Mz, ma per comodità dell'utente il tabulato riporta anche il valore delle altre sollecitazioni, incluse fra [ ] per significare che non entrano in gioco nella verifica. Per lo stesso motivo fra parentesi [ ] sono anche riportate le armature anteriori e posteriori.
- Apertura delle fessure w (mm): rappresenta l'ampiezza della fessura derivante dall'azione del momento flettente Mz all'ascissa indicata. La fessura si apre superiormente per Mz negativo, inferiormente per Mz positivo.

La freccia viene riportata nel prospetto specifico (che compare a fine trave) riguardante anche il momento massimo in campata. Per i restanti tipi di elementi (pilastri e setti) viene effettuata la sola verifica delle tensioni di esercizio (non compaiono pertanto risultati sull'apertura delle fessure e sulla freccia). La sezione viene trattata a presso-tensoflessione, trascurando in questo caso l'eventuale contributo del calcestruzzo a trazione. Vengono ignorate agli effetti della verifica le sollecitazioni torcenti e di taglio, comunque riportate fra [ ] nei tabulati per memoria.
Se si verifica la necessità di armare a punzonamento le travi o le fondazioni viene determinata la sezione complessiva delle barre piegate, che andranno disposte parallelamente alle staffe della trave.
Vengono indicate:
- asta: numero dell'asta oggetto di verifica;
- ascissa x (cm): ascissa dell'asta;
- taglio: valore dell'azione di taglio complessiva agente al nodo;
- carico limite di punzonamento;
- coefficiente di sicurezza al punzonamento;
- armatura piegati a punzonamento (cm2), eventuale.

CONSIDERAZIONI PER L'ANALISI DINAMICA: I risultati dinamici considerati sono quelli ottenuti per inviluppo, a seconda della modalità scelta. Si possono generare diverse combinazioni risultanti (sovrapposizione degli effetti statici e degli effetti dinamici) indicate nei tabulati con delle lettere. Per quanto riguarda gli effetti dinamici si tenga presente che il segno degli inviluppi è sempre positivo e che le norme impongono che tali risultati siano considerati anche con segno opposto.
RISULTATI GERARCHIA RESISTENZE (NTC 2008): La **stampa del taglio sismico** esegue la stampa dei risultati della specifica verifica a taglio prevista per travi e pilastri al fine del rispetto della gerarchia flessione/taglio prescritto al punto § 7.4.4.1 e 7.4.4.2 delle NTC/2008. Tale verifica, che dipende dalle armature effettivamente poste in opera, viene effettuata all'atto della creazione del disegno o di una sua modifica.
Tale stampa riporta:
- il taglio Fy/Fz riferito agli schemi aggiuntivi calcolati ed il loro inviluppo;

l'armatura inferiore e superiore effettivamente disegnata ed individuata nel disegno al netto della lunghezza di ancoraggio;
- l'indice di resistenza a taglio: rappresenta l'indice di resistenza delle bielle compresse sollecitate a taglio e/o torsione;
- aswta: in cm^2/m rappresenta l'area di armatura per unità di lunghezza derivante dall'effetto del taglio qui calcolato;
- passo: in cm rappresenta il passo delle staffe derivante da Aswta qui calcolata;
- Mr.inf e Mr.sup: rappresentano i momenti resistenti calcolati sulla base dell'armatura inferiore e superiore utilizzati nel calcolo del taglio negli schemi previsti. Mr.inf rappresenta il momento resistente della sezione quando l'armatura tesa è l'inferiore, Mr.sup è il momento resistente della sezione quando l'armatura tesa è la superiore.

b) PLINTI: Viene riportato il nodo di attacco del plinto e le informazioni su sezione e peso proprio. Il peso proprio del plinto viene incrementato di un fattore moltiplicativo 1.3. Vengono anche indicate le sollecitazioni esterne agenti, riferite agli assi locali. Lo sforzo normale N viene qui riportato con segno positivo se di compressione, come di norma avviene. Fy e Fz esprimono le reazioni vincolari taglianti, positive se agenti nel verso del rispettivo asse. In caso di analisi dinamica il risultato dinamico viene preso con lo stesso segno di quello statico. La combinazione derivante da tale sovrapposizione è indicata con la lettera A.

Viene indicato:
- ascissa di calcolo (cm); la verifica viene attuata sugli assi locali y e z, prima sul semiasse positivo e poi su quello negativo;
- momento flettente (F*m) e relativa combinazione di massimo: viene effettuata la verifica per tutte le combinazioni di carico agenti, riportando, fra parentesi, solo quella che ha generato il massimo effetto; il momento è riferito all'intera sezione rettangolare in esame (che per le ascisse secondo y ha dimensioni B in larghezza e h in altezza, mentre secondo z vale rispettivamente H e h);
- sforzo tagliante (F) e relativa combinazione di massimo: valgono considerazioni analoghe a quelle del momento flettente, riferite allo sforzo di taglio;
- armatura inferiore (cm^2) e passo delle barre: viene calcolata l'armatura totale minima necessaria a supportare il momento flettente e il relativo passo delle barre;
- armatura superiore (cm^2) e passo delle barre: analogamente all'armatura inferiore; quella superiore è generalmente nulla, in quanto situata in zona compressa, dove la presenza del calcestruzzo è già sufficiente a sostenere le azioni presenti;
- indice di resistenza a flessione;
- indice di resistenza a taglio;

per ogni combinazione di carico dichiarata allo s.l.u. si ricava la pressione ultima sul terreno. Si determina l'area efficace che dipende dalle due eccentricità ey ed ez e si ricava lo sforzo normale ultimo Fxult (corrispondente alla pressione qult) da cui deriva, in relazione all'Fx esterno agente, l'indice di resistenza finale;
per ogni combinazione di carico dichiarata allo s.l.e. si determina la pressione effettiva sul suolo che si confronta con la capacità portante, determinata riducendo la pressione ultima sul terreno in base al fattore di sicurezza stabilito in tabella.
Viene infine calcolato il carico limite di punzonamento e il coefficiente di sicurezza al punzonamento (con relativa combinazione più gravosa). Se il coefficiente di sicurezza al punzonamento scende sotto il valore 1 viene calcolata la sezione delle barre piegate per ognuna delle due direzioni ortogonali.

c) ELEMENTI GUSCIO: Il tabulato riporta:
- numero elemento in esame.;
- numero combinazione di carico;
- Nxx (F), Mxx (F*m), Nyy (F), Myy (F*m): sollecitazioni di sforzo normale e momento flettente; le sollecitazioni con indice xx producono tensioni in direzione locale xx; analogamente per yy. Si tenga presente che gli sforzi normali sono positivi se di trazione, i momenti flettenti sono positivi se tendono le fibre inferiori.

Successivamente vengono riportati gli esiti della verifica:
- Axx inf, Axx sup, Ayy inf, Ayy sup (cm^2): le armature in direzione xx risultano dalla verifica a presso-tensoflessione effettuata sulla base di Nxx e Mxx; analogamente per yy; le sollecitazioni sono calcolate per un tratto pari al passo;
- indici di resistenza per le verifica a pressoflessione, a taglio nel piano e a taglio fuori piano. Per il taglio nel piano si controlla che Sxy <= fcd/(fck)1/2; l'indice di resistenza a taglio è il rapporto fra il primo e il secondo termine della disuguaglianza;
- il taglio fuori piano (chiamato Vz), agente lungo l'asse locale z ortogonale all'elemento, viene perciò utilmente confrontato con il taglio limite Vrd1 contemplato per sezioni sprovviste di armatura a taglio.

I risultati della verifica a punzonamento si riferiscono alla situazione più sfavorevole che determina il valore più elevato dell'azione di punzonamento.
Vengono riportati:
forza di punzonamento (valore dell'azione di punzonamento agente al nodo);
carico limite di punzonamento;
se necessaria: armatura totale teorica nella 1^ direzione locale (cm^2), ovvero parallelamente all'asse locale y del pilastro;
analogamente per la 2^ direzione, parallela all'asse locale z.

d) PARETI: Il tabulato ricalca parzialmente quello degli elementi guscio in cui viene però esplicitata l'armatura verticale e orizzontale. I risultati della verifica riguardano innanzitutto le azioni di presso flessione. L'indice di resistenza a taglio riguarda il rapporto fra l'azione tagliante nell'elemento e la corrispondente Vrd2. E' riportato l'indice della verifica a scorrimento.

9. RISULTATI DELLE ELABORAZIONI

La struttura, nei modelli n. 2 e n. 3 previsti nella presente relazione, è stata risolta con il programma **MasterSap** della **AMV Studio Software**. Tale programma sfrutta il metodo degli elementi finiti. Ciò ha consentito di poter schematizzare il sistema strutturale in modo aderente alla realtà, e di risolverlo in modalità spaziale.

Nel precedente paragrafo si è riportata una breve descrizione delle caratteristiche generali del programma, con la descrizione dei tabulati da esso prodotti.

La platea di fondazione circolare è stata suddivisa in elementi finiti guscio secondo generatrici radiali e tangenziali. Essa è stata suddivisa in 32 spicchi ed in 9 anelli

Ovviamente la testa di ogni palo è posta in corrispondenza di un nodo della platea.

Tutti gli elementi finiti costituenti la platea hanno orientamento tale che l'asse locale xx è tangenziale e l'asse locale yy radiale.

I pali sono stati schematizzati con elementi trave a sezione circolare spezzettando ogni singolo palo in tronchi da 1.50 m di altezza. In tutti i nodi intermedi dei pali sono stati introdotti degli elementi molla con caratteristiche elastiche tali da simulare il comportamento del terreno, sia nei confronti delle azioni orizzontali che verticali.

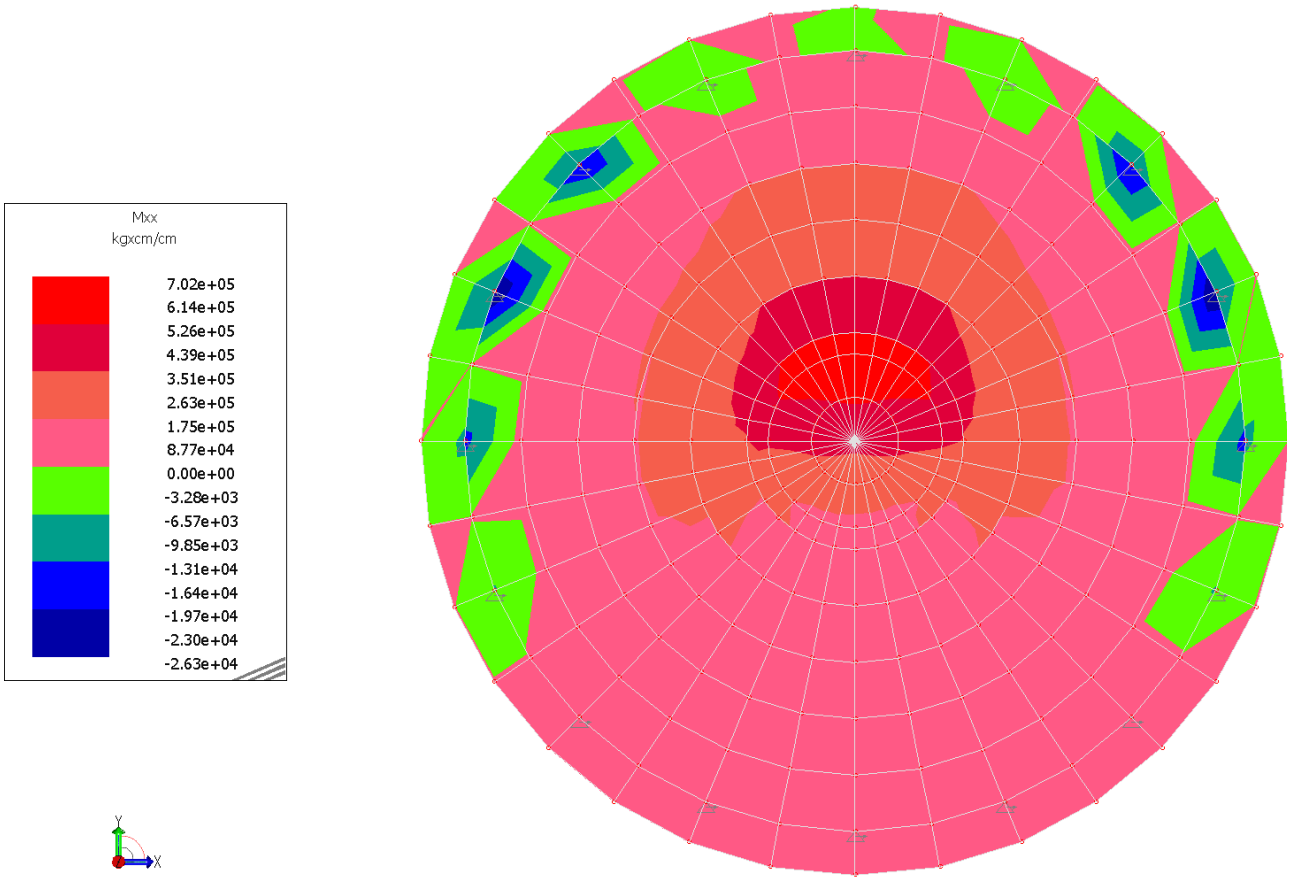
Gli elementi che costituiscono ogni singolo anello della platea hanno un differente spessore. Esso viene determinato dallo spessore della fondazione in corrispondenza del cerchio medio dell'anello stesso. In questo modo il conteggio dei volumi, e quindi dei pesi della fondazione, operato in automatico dal software, non si discosta dal conteggio esatto dei pesi fondazione riportato nei paragrafi precedenti.

Sui nodi di estremità di ogni singolo tratto cui sono stati suddivisi i pali si sono inserite delle molle con rigidezza orizzontale e verticale. Le prime hanno rigidezza proporzionale alla superficie frontale del palo, le seconde alla superficie laterale del singolo tratto. Nella definizione della rigidezza verticale si è tenuto conto del solo trasferimento dei carichi al terreno per effetto dell'attrito laterale, trascurando la componente di carico scaricato alla punta. Ciò sia in considerazione della tipologia dei terreni attraversati dai pali (non esiste un terreno profondo di migliori caratteristiche geotecniche rispetto a quelli superficiali), sia perchè la componente di punta, per poter essere mobilitata, ha necessità di forti abbassamenti del palo stesso.

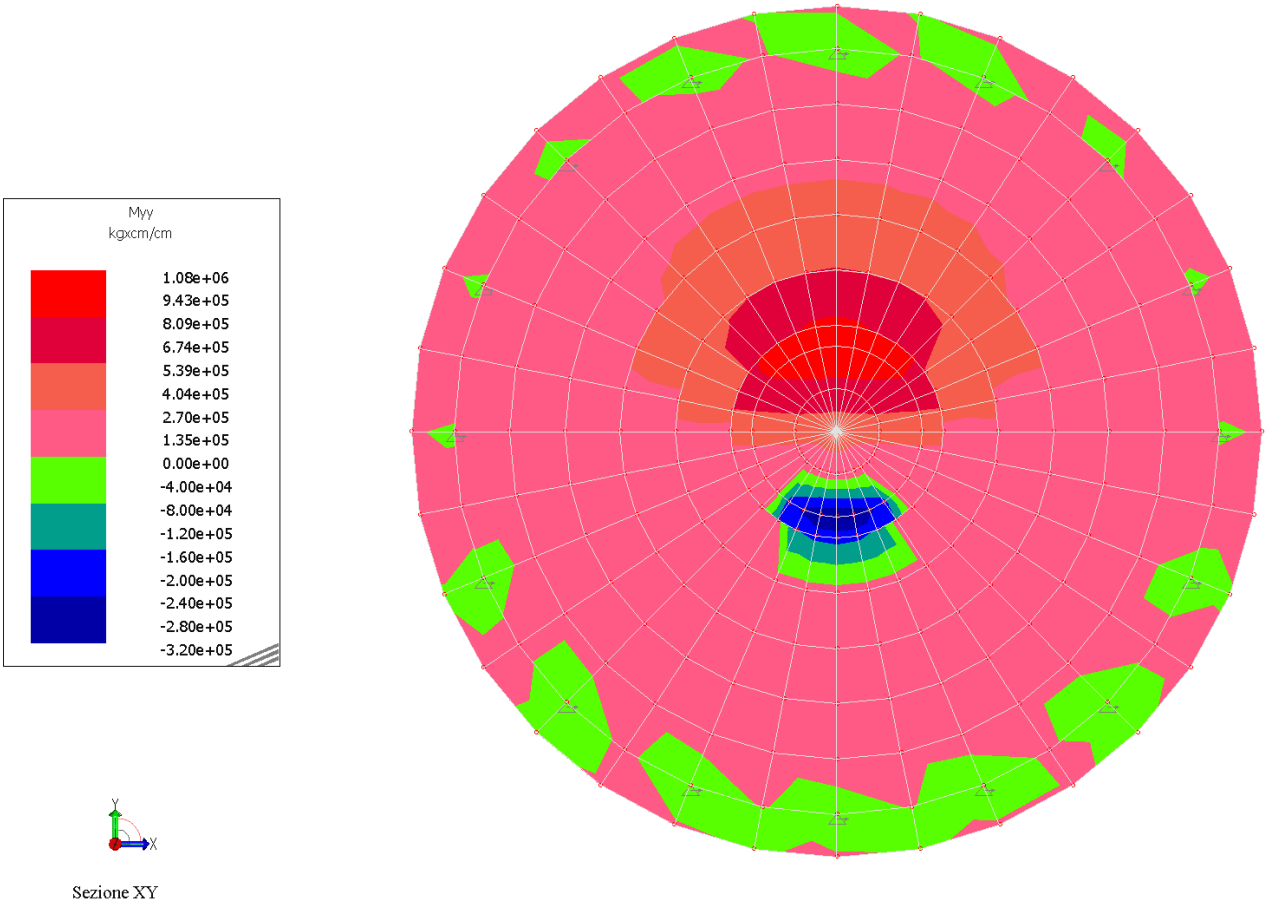
La rigidezza delle molle verticali, trattandosi di terreno poco coerente, è stata determinata in base all’angolo d’attrito palo/terreno. In questo caso come $\tan(\varphi)=\tan(25°)=0.466$.

Nel modello strutturale sono stati inseriti i carichi esterni delle combinazioni SLU

Si riportano i risultati salienti relativi al modello n. 2 (no molle a simulare il terreno sotto il blocco di fondazione, massime sollecitazioni sul blocco di fondazione) e n. 3 (molle sotto il blocco di fondazione a simulare il terreno, deformazioni attendibili)



Momenti flettenti TANGENZIALI (valore massimo 7020 kNcm/cm – su sezione altezza 2.90 m - fibre inferiori tese)

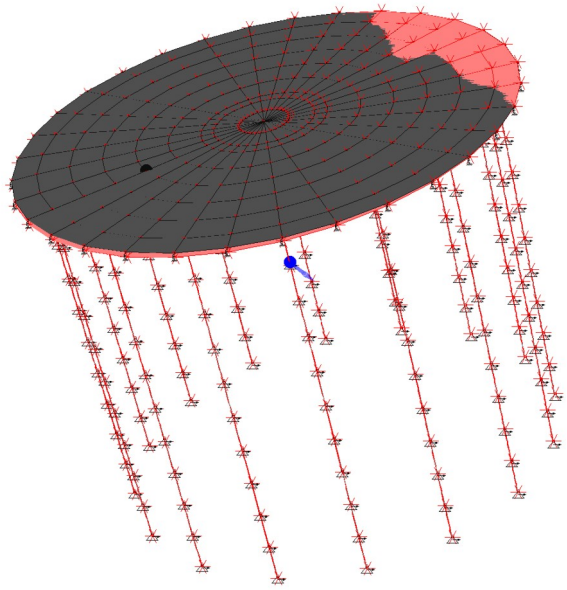


Momenti flettenti RADIALI (valore massimo 10800 kNcm/cm – su sezione altezza 2.90 m - fibre inferiori tese)

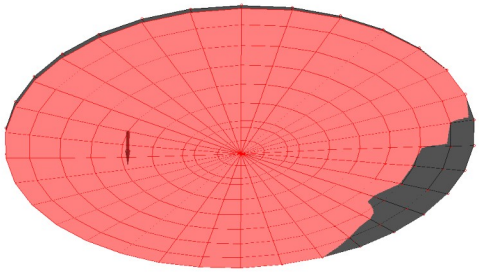
Considerato lo scopo della presente relazione, calcoli preliminari solamente per definire la geometria del sistema di fondazione, non si riportano verifiche a flessione delle sezioni strutturali, rimandando al progetto definitivo ed esecutivo tale incombenza.

10. VERIFICA DEFORMAZIONI SLU

Per la funzionalità degli aerogeneratori più che il cedimento verticale (assoluti e relativi) ha maggiore importanza la rotazione dell'intero sistema fondale.



Deformazione blocco di fondazione



Vista dal basso deformazioni

Nella fattispecie tra il punto centrale, con abbassamento verticale pari a 0.18 cm e quello di massimo cedimento (0.27 cm), si ha una distanza pari a 510 cm.

Considerando una rotazione pressochè rigida della platea si avrebbe una rotazione data da:

(0.27-0.18)/510=0.00017647 (rad)

In realtà la rotazione è maggiore di quanto sopra determinato per la deformazione elastica della platea.

Infatti il nodo centrale della platea ha una rotazione pari a 0.000338 (quasi doppia rispetto a quella determinata sopra).

Con una tale rotazione al centro della piastra di fondazione, la punta dell'antenna posta a 105 m di altezza ha uno spostamento pari a:

0.000338x105.00=3.55 cm

In termini di rotazioni in rapporto ai momenti impressi e di cedimenti in rapporto allo sforzo normale agente, la fondazione è accreditata dai seguenti valori:

[Nm/m] $K_{rot}=11221800/0.000338=3.32\cdot10^{10}$

[N/m] $K_{hor}=2035300/0.0018=1.13\cdot10^{9}$