

REGIONE BASILICATA

PROVINCIA DI MATERA

COMUNE DI IRSINA

LOCALITÀ SAN MARCO FORGIONE

Oggetto:

PROGETTO DEFINITIVO PER LA COSTRUZIONE E L'ESERCIZIO DI UN IMPIANTO EOLICO NEL COMUNE DI IRSINA COSTITUITO DA 8 AEROGENERATORI DI POTENZA TOTALE PARI A 36,0 MW E RELATIVE OPERE DI CONNESSIONE

Sezione:

SEZIONE A - PROGETTO DEFINITIVO DELLE OPERE CONNESSE E DELLE INFRASTRUTTURE

Elaborato:

RELAZIONE PRELIMINARE SULLE STRUTTURE

Nome file stampa:

EO.IRS01.PD.A.11.pdf

Codifica Regionale:

EO.IRS01.PD.A.11

Scala:

Formato di stampa:

A4

Nome elaborato:

EO.IRS01.PD.A.11

Tipologia:

R

Proponente:

E-WAY GREEN S.r.l.

Piazza di San Lorenzo in Lucina, 4
00186 ROMA (RM)
P.IVA. 16774521005



E-WAY GREEN S.R.L.
P.zza di San Lorenzo in Lucina, 4
00186 - Roma
C.F./P.Iva 16774521005
PEC: e-waygreensrl@legalmail.it

Progettista:

E-WAY GREEN S.r.l.

Piazza di San Lorenzo in Lucina, 4
00186 ROMA (RM)
P.IVA. 16774521005



CODICE	REV. n.	DATA REV.	REDAZIONE	VERIFICA	VALIDAZIONE
EO.IRS01.PD.A.11	00	04/2023	A. Zambrano	A. Bottone	A. Bottone

E-WAY GREEN S.r.l.

Sede legale
Piazza di San Lorenzo in Lucina, 4
00186 ROMA (RM)
PEC: e-waygreensrl@legalmail.it tel. +39 0694414500



RELAZIONE PRELIMINARE SULLE STRUTTURE

CODICE EO.IRS01.PD.A.11

REVISIONE n. 00

DATA REVISIONE 04/2023

PAGINA 1 di 18

INDICE

PREMESSA	4
1 INTRODUZIONE	5
1.1 Normativa di riferimento.....	5
1.2 Materiali.....	6
2 AZIONI SULL'OPERA	8
2.1 Metodologie di calcolo	8
2.2 Analisi dei carichi	8
2.2.1 Carichi permanenti strutturali e non strutturali	8
2.2.2 Carichi caratteristici da vento estremo	8
2.3 Azione sismica.....	12
2.4 Combinazioni di carico.....	13
3 VERIFICHE DI SICUREZZA	14
3.1 Verifiche effettuate	14
3.2 Verifiche di tipo geotecnico (GEO).....	15
3.2.1 Carico limite fondazione-terreno (Brinch-Hansen, 1970)	15
3.2.2 Carico limite fondazione-terreno (Paolucci-Pecker, 1995)	16
4 CONCLUSIONI	18
4.1 Soluzione progettuale.....	18



**RELAZIONE PRELIMINARE SULLE
STRUTTURE**

CODICE	EO.IRS01.PD.A.11
REVISIONE n.	00
DATA REVISIONE	04/2023
PAGINA	2 di 18

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1: Sezione plinto di fondazione. 18

INDICE DELLE TABELLE

<i>Tabella 1: Proprietà calcestruzzo classe C30/37.....</i>	<i>6</i>
<i>Tabella 2: Proprietà calcestruzzo classe C45/55.....</i>	<i>6</i>
<i>Tabella 3: Proprietà acciaio classe B450.....</i>	<i>7</i>
<i>Tabella 4: Proprietà acciaio classe S355.....</i>	<i>7</i>
<i>Tabella 5: Tab. 3.3.I – Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0, k_s.....</i>	<i>10</i>
<i>Tabella 6: Tab. 3.3.II - Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione.....</i>	<i>11</i>
<i>Tabella 7: Tab. 3.3.III - Classi di rugosità del terreno.....</i>	<i>11</i>
<i>Tabella 8: Schema semplificato per la definizione della categoria di esposizione.....</i>	<i>12</i>
<i>Tabella 9: Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche stati limite ultimi.....</i>	<i>14</i>
<i>Tabella 10: Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno.....</i>	<i>14</i>
<i>Tabella 11: Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.....</i>	<i>15</i>
<i>Tabella 12: Tab. 7.11.II – Coefficienti parziali per le verifiche degli stati limite (SLV) delle fondazioni superficiali con azioni sismiche.....</i>	<i>15</i>



RELAZIONE PRELIMINARE SULLE STRUTTURE

CODICE	EO.IRS01.PD.A.11
REVISIONE n.	00
DATA REVISIONE	04/2023
PAGINA	4 di 18

PREMESSA

Il presente elaborato è riferito al progetto per la costruzione e l'esercizio di un impianto di produzione di energia elettrica da fonte eolica, ed opere di connessione annesse, denominato "San Marco Forgione", sito nel Comune di Irsina (MT).

In particolare, il progetto è relativo ad un impianto eolico di potenza totale pari a 36,0 MW e costituito da:

- 8 aerogeneratori di potenza nominale 4,5 MW, diametro di rotore 163 m e altezza al mozzo 113 m (del tipo Vestas V163 o assimilabili);
- una cabina di raccolta e smistamento;
- linee elettriche a 36 kV in cavo interrato necessarie per l'interconnessione degli aerogeneratori alla cabina di raccolta e misura;
- linee elettriche a 36 kV in cavo interrato necessarie per l'interconnessione della cabina di raccolta e smistamento alla sezione a 36 kV del futuro ampliamento della stazione elettrica 380/150/36 kV RTN situata nel Comune di Oppido Lucano (PZ).

Titolare dell'iniziativa proposta è la società E-Way Green S.r.l., avente sede legale in Piazza di San Lorenzo in Lucina 4, 00186 Roma, P.IVA 16774521005.

1 INTRODUZIONE

Scopo del presente elaborato è di fornire una descrizione generale dell'opera e dei criteri generali di verifica e dimensionamento preliminare delle strutture di fondazione.

1.1 Normativa di riferimento

Le fasi di progettazione e verifica dell'opera sono state eseguite in conformità alle normative tecniche vigenti:

- Legge n. 1086 del 05/11/1971, "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica";
- Legge n. 64 del 02/02/1974, "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche";
- DM del 17/01/18, "Aggiornamento delle Normative tecniche per le Costruzioni";
- Circolare Esplicativa del 12/02/18, "Istruzioni per l'applicazione delle Normative tecniche per e le Costruzioni di cui al DM del 17/01/18".

Sono state considerate inoltre, in assenza di specifiche indicazioni delle norme sopra indicate, le prescrizioni delle corrispondenti norme internazionali ed in particolare:

- UNI EN 1992-1-1:2015, Eurocodice 2, "Progettazione delle strutture in calcestruzzo, Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici";
- UNI EN 1997-1:2013, Eurocodice 7, "Progettazione geotecnica, Parte 1: Regole generali";
- UNI EN 1997-2:2007, Eurocodice 7, "Progettazione geotecnica, Parte 2: Indagini e prove nel sottosuolo";
- UNI EN 1998-1:2013, Eurocodice 8, "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica, Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici";
- UNI EN 1998-6:2005, Eurocodice 8, "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica, Parte 6: Torri, pali e camini";
- IEC 61400-1:2005-11, "Turbine eoliche, Parte 1: Prescrizioni di progettazione".

1.2 Materiali

Per la realizzazione dell'opera in oggetto saranno impiegati i seguenti materiali:

- calcestruzzo classe C30/37 per magrone di fondazione;
- calcestruzzo classe C45/55 per plinto di fondazione;
- acciaio da calcestruzzo in barre classe B450C;
- lamiere d'acciaio per virole classe S355J0 (Fe510C);
- flange d'acciaio classe S355NL;
- bulloni classe 10.9;
- torre di sostegno di acciaio zincato e verniciato;

di cui in Tabella 1, Tabella 2, Tabella 3 e Tabella 4 le proprietà di resistenza e deformabilità:

Tabella 1: Proprietà calcestruzzo classe C30/37.

Classe	C30/37		
$\gamma_{ds} =$	25	kN/m^3	Peso specifico
$f_{ck} = 0,83R_{ck}$	30	N/mm^2	Resistenza cilindrica caratteristica a compressione
$R_{ck} =$	37	N/mm^2	Resistenza cubica caratteristica a compressione
$f_{cm} = f_{ck} + 8$	38	N/mm^2	Resistenza cilindrica media a compressione
$f_{ctm} = 0,30f_{ck}^{2/3}$	2,9	N/mm^2	Resistenza media a trazione
$f_{ctk} = 0,7f_{ctm}$	2,03	N/mm^2	Resistenza cilindrica caratteristica a trazione
$f_{ctm} = 1,2f_{ctm}$	3,48	N/mm^2	Resistenza cilindrica media a trazione per flessione
$E_{cm} = 22000(f_{cm}/10)^{0,3}$	32836,57	N/mm^2	Modulo di elasticità medio
$f_{cd} = \alpha_{cc}f_{ck}/\gamma_c$	17	N/mm^2	Resistenza cilindrica di progetto a compressione
$f_{ctd} =$	1,35	N/mm^2	Resistenza cilindrica di progetto a trazione
$\epsilon_c =$	0,07	%	Deformazione limite di fessurazione (modello stress block)
$\epsilon_{cu} =$	0,35	%	Deformazione limite di rottura

Tabella 2: Proprietà calcestruzzo classe C45/55.

Classe	C45/55		
$\gamma_{ds} =$	25	kN/m^3	Peso specifico
$f_{ck} = 0,83R_{ck}$	45	N/mm^2	Resistenza cilindrica caratteristica a compressione
$R_{ck} =$	55	N/mm^2	Resistenza cubica caratteristica a compressione
$f_{cm} = f_{ck} + 8$	53	N/mm^2	Resistenza cilindrica media a compressione
$f_{ctm} = 0,30f_{ck}^{2/3}$	3,8	N/mm^2	Resistenza media a trazione
$f_{ctk} = 0,7f_{ctm}$	2,66	N/mm^2	Resistenza cilindrica caratteristica a trazione
$f_{ctm} = 1,2f_{ctm}$	4,55	N/mm^2	Resistenza cilindrica media a trazione per flessione
$E_{cm} = 22000(f_{cm}/10)^{0,3}$	36283,19	N/mm^2	Modulo di elasticità medio
$f_{cd} = \alpha_{cc}f_{ck}/\gamma_c$	25,5	N/mm^2	Resistenza cilindrica di progetto a compressione
$f_{ctd} =$	1,77	N/mm^2	Resistenza cilindrica di progetto a trazione
$\epsilon_c =$	0,07	%	Deformazione limite di fessurazione (modello stress block)
$\epsilon_{cu} =$	0,35	%	Deformazione limite di rottura

Tabella 3: Proprietà acciaio classe B450.

Classe	B450C		
$f_{yk} =$	450	N/mm ²	Tensione nominale di snervamento
$f_u =$	540	N/mm ²	Tensione nominale di rottura
$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$	391,3	N/mm ²	Tensione di snervamento di progetto
$E_s =$	210000	N/mm ²	Modulo di elasticità (Young)
$\epsilon_{yd} =$	0,00186	%	Deformazione limite di snervamento

Tabella 4: Proprietà acciaio classe S355.

Classe	S355		
$f_{yk} =$	355	N/mm ²	Tensione nominale di snervamento
$f_u =$	510	N/mm ²	Tensione nominale di rottura
$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$	308,696	N/mm ²	Tensione di snervamento di progetto
$E_s =$	210000	N/mm ²	Modulo di elasticità (Young)
$\epsilon_{yd} =$	0,00147	%	Deformazione limite di snervamento

I legami costitutivi dei suddetti materiali sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al §4.1.2.1.2 del DM del 17/01/2018 e in particolare per il calcestruzzo è stato utilizzato il modello stress block mentre per l'acciaio il modello bilineare finito con incrudimento.

2 AZIONI SULL'OPERA

2.1 Metodologie di calcolo

L'analisi delle sollecitazioni è stata effettuata in campo elastico considerando lo schema isostatico di trave incastrata soggetta a carichi variabili lungo l'asse della trave, mentre le fasi di progetto e verifica sono state effettuate in conformità alle normative tecniche vigenti con il metodo semiprobabilistico agli stati limite e sviluppate con metodi tradizionali e fogli di calcolo Excel.

Tale metodologia ha consentito la modellazione analitica del comportamento fisico dell'opera attraverso schemi semplificati e soluzioni in forma chiusa senza necessità di ricorrere alla modellazione agli elementi finiti, e al contempo l'immediato controllo sulla coerenza dei risultati.

2.2 Analisi dei carichi

Sempre in conformità alle normative tecniche vigenti, le azioni significative previste sull'opera, turbina e plinto di fondazione, sono le seguenti:

- carichi permanenti strutturali (peso proprio) e non strutturali;
- azione sismica;
- carichi caratteristici da vento estremo.

2.2.1 Carichi permanenti strutturali e non strutturali

Per quanto riguarda i carichi permanenti, si riporta fa espressamente riferimento ai carichi valutati dal produttore e riportati nelle relative schede tecniche di dettaglio.

2.2.2 Carichi caratteristici da vento estremo

Per quanto riguarda infine i carichi caratteristici da vento estremo, le azioni dinamiche prodotte dall'azione del vento sono state ricondotte ad azioni statiche equivalenti di seguito descritte. La determinazione dell'azione del vento sull'opera parte dall'individuazione della velocità di riferimento (v_r), definita come il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza dal suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II (si guardi Tab. 3.3.II):

$$v_r = v_b c_r$$

dove:

- v_b è la velocità base di riferimento, di cui al §3.3.1, definita come il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza dal suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II (Tab. 3.3.II riproposta di seguito in Tabella 8) riferita ad un periodo di ritorno di 50 anni;
- c_r è il coefficiente di ritorno, funzione del periodo di ritorno di progetto, che, in mancanza di specifiche e adeguate indagini statistiche, è fornito dalla relazione:

$$c_r = 0,75 \sqrt{1 - 0,2 \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_R} \right) \right]}$$

La velocità base di riferimento (v_b) è data dall'espressione:

$$v_b = v_{b,0} c_a$$

dove:

- $v_{b,0}$ è la velocità base di riferimento al livello del mare, assegnata nella Tab. 3.3.I, di seguito riproposta in Tabella 7, in funzione della zona in cui sorge la costruzione;
- c_a è il coefficiente di altitudine, assegnato pari ad 1 per $a_s \leq a_0$, oppure calcolato come segue per $a_0 < a_s \leq 1500$ m:

$$c_a = 1 + k_s \left(\frac{a_s}{a_0} - 1 \right)$$

dove a_0 e k_s sono parametri forniti in Tab. 3.3.I di seguito riproposta in Tabella 7, in funzione della zona in cui sorge la costruzione.

Tabella 5: Tab. 3.3.1 – Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_s .

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32

La pressione cinetica di riferimento q_r è data dall'espressione:

$$q_r = \frac{1}{2} \rho v_r^2$$

dove:

- v_r è la velocità di riferimento del vento di cui al §3.3.2;
- ρ è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1,25 kg/m³.

Esprimendo ρ in kg/m³ e v_r in m/s, q_r risulta espresso in N/m².

Quindi, la pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_r c_e c_p c_d$$

dove:

- q_r è la pressione cinetica di riferimento di cui al §3.3.6;
- c_e è il coefficiente di esposizione di cui al §3.3.7; dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. In assenza di analisi specifiche che tengano in conto la direzione di provenienza del vento e l'effettiva scabrezza e topografia del terreno che circonda la costruzione, per altezze sul suolo non maggiori di $z = 200$ m ($z \geq z_{\min}$), esso è dato dalla formula:

$$c(e) = k_r^2 c_t \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \left[t + c_t \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \right]$$

altrimenti $c_e(z) = c_e(z_{\min})$ ($z < z_{\min}$), dove k_r , z_0 , e z_{\min} sono assegnati in Tab. 3.3. Il riproposta di seguito in Tabella 8 in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione e c_t è il coefficiente di topografia.

Tabella 6: Tab. 3.3.II - Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione.

Categoria di esposizione del sito	K_r	z_0 [m]	z_{\min} [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,2	0,1	5
IV	0,22	0,3	8
V	0,23	0,7	12

La categoria di esposizione è assegnata nella in funzione della posizione geografica del sito ove sorge la costruzione e della classe di rugosità del terreno definita in Tab. 3.3.III e riproposta di seguito in Tabella 9. Nelle fasce entro 40 km dalla costa, la categoria di esposizione è indipendente dall'altitudine del sito. Il coefficiente di topografia c_t è posto generalmente pari a 1, sia per le zone pianeggianti sia per quelle ondulate, collinose e montane.

Tabella 7: Tab. 3.3.III - Classi di rugosità del terreno.

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni, .); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa) b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa) c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, ecc.)
L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Si può assumere che il sito appartenga alla Classe A o B, purché la costruzione si trovi nell'area relativa per non meno di 1 km e comunque per non meno di 20 volte l'altezza della costruzione, per tutti i settori di provenienza del vento ampi almeno 30°. Si deve assumere che il sito appartenga alla Classe D, qualora la costruzione sorga nelle aree indicate con le lettere a) o b), oppure entro un raggio di 1 km da essa vi sia un settore ampio 30°, dove il 90% del terreno sia del tipo indicato con la lettera c). Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, si deve assegnare la classe più sfavorevole (l'azione del vento è in genere minima in Classe A e massima in Classe D).	

Quindi, in funzione della zona di appartenenza del sito, della classe di rugosità, dell'altimetria e della distanza dalla costa, è possibile ricavare la categoria di esposizione.

Tabella 8: Schema semplificato per la definizione della categoria di esposizione.

	lato mare fino a 2 km dalla costa	entro 10 km dalla costa	tra 11 e 40 km dalla costa	oltre 40 km dalla costa e altitudine fino a 500 m	oltre 40 km dalla costa e altitudine fino a 750 m	oltre 40 km dalla costa e altitudine oltre 750 m
A	-	IV	IV	V	V	V
B	-	III	III	IV	IV	IV
C	-	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	-

- c_p è il coefficiente di pressione di cui al §3.3.8; dipende dalla tipologia e dalla geometria della costruzione e dal suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Generalmente si sostituisce con il coefficiente di attrito c_f (di cui allo stesso §3.3.8) il quale dipende dalla scabrezza della superficie sulla quale il vento esercita l'azione tangente.

Per la valutazione del coefficiente di attrito il D.M. del 17/01/2018 rimanda a dati suffragati da opportuna documentazione che nel caso in esame si individua nelle "Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni" CNR-DT 207/2008.

- c_d è il coefficiente dinamico di cui al §3.3.9; tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alla risposta dinamica della struttura e può essere assunto cautelativamente pari ad 1.

La torre è stata schematizzata come trave incastrata soggetta a carico (massimo riscontrato lungo il tratto considerato) uniformemente distribuito a tratti, sotto l'ipotesi di vento pluridirezionale e diametro medio per il singolo tratto. Lo schema di trave è stato risolto mediante la teoria della sovrapposizione degli effetti e il risultato confrontato con codice di calcolo agli elementi finiti.

2.3 Azione sismica

Gli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale dell'opera sono individuati in riferimento alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo elementi strutturali, non strutturali e impianti. Per il progetto in esame si considera vita nominale dell'opera (V_N) maggiore di 100 anni e classe d'uso III (classe d'uso di costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi ecc.) per la quale il valore del coefficiente d'uso (C_U) è pari a 1,5 e quindi il periodo di riferimento (V_R) per la valutazione delle azioni sismiche è pari a 150 anni. Per la definizione della forma spettrale e quindi per l'azione sismica di sito per lo stato limite considerato si parte dalla definizione dei parametri di "pericolosità sismica di base" del sito,

assegnati da normativa, ad ogni nodo di una griglia di lato 10 km in cui è stato suddiviso il territorio italiano (a_g , F_o e T_c^*) per poi passare alle condizioni sito specifiche attraverso coefficienti di correzione topografica e stratigrafica.

2.4 Combinazioni di carico

Tali azioni sono opportunamente combinate tra loro in base alle combinazioni di carico di seguito indicate:

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

$$\gamma_{G_1} G_1 + \gamma_{G_2} G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q_1} Q_{k,1} + \gamma_{Q_2} \psi_{02} Q_{k,2} + \dots$$

- combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_{k,1} + G_{k,2} + P + Q_{k,1} + \psi_{02} Q_{k,2} + \dots$$

- combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_{k,1} + G_{k,2} + P + \psi_{11} Q_{k,1} + \psi_{22} Q_{k,2} + \dots$$

- combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_{k,1} + G_{k,2} + P + \psi_{21} Q_{k,1} + \psi_{22} Q_{k,2} + \dots$$

La combinazione dei carichi utilizzata con l'azione sismica è la quasi permanente (SLE):

$$E + G_{k,1} + G_{k,2} + P + \psi_{21} Q_{k,1} + \psi_{22} Q_{k,2} + \dots$$

Le verifiche di sicurezza agli stati limite ultimi (SLU) è stata effettuato applicando la combinazione A1+M1+R3 di coefficienti parziali previsti dall'approccio tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati in Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I. come espressamente indicato al §6.4.2.1. del DM del 17/01/2018.

3 VERIFICHE DI SICUREZZA

3.1 Verifiche effettuate

Per le verifiche di sicurezza sono stati presi in considerazione i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve che a lungo termine, che si riferiscono sia allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno sia al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Come precedentemente accennato, le verifiche di sicurezza agli stati limite ultimi (SLU) è stata effettuato applicando la combinazione A1+M1+R3 di coefficienti parziali previsti dall'approccio tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati in Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I. come espressamente indicato al §6.4.2.1. del DM del 17/01/2018.

Le azioni sono state amplificate applicando i coefficienti parziali per le azioni riportati in Tab. 6.2.I al §6.2.4.1.1. del DM del 17/01/18, e riproposta di seguito in Tabella 12:

Tabella 9: Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche stati limite ultimi.

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1	1
	Sfavorevoli		1,1	1	1
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	1	1
	Sfavorevoli		1,5	2	1
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Qi}	0	0	0
	Sfavorevoli		1,5	2	1

(1) Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I.
Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti G_1

I valori di resistenza del terreno sono stati ridotti applicando i coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno riportati in Tab. 6.2.II al §6.2.4.1.2. del DM del 17/01/18, e riproposta di seguito Tabella 13:

Tabella 10: Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno.

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan(\varphi'_k)$	$\gamma_{\varphi'}$	1	1,3
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1	1,3
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_v	γ_v	1,0	1,0

I valori calcolati delle resistenze totali dell'elemento strutturale sono stati ridotti tramite i coefficienti parziali per le verifiche agli stati limite ultimi per le fondazioni superficiali riportati in Tab. 6.4.I al §6.4.2.1. del DM del 17/01/18, e riproposta di seguito in Tabella 14

Tabella 11: Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

Verifica	Coefficiente parziale R3
Carico limite	$\gamma_R=2,3$
Scorrimento	$\gamma_R=1,1$

In condizioni sismiche la capacità del complesso fondazione-terreno deve essere verificata con riferimento allo stato limite ultimo (SLV) nei confronti del raggiungimento della resistenza per carico limite e per scorrimento. Il gruppo dei coefficienti delle azioni (A1) e dei parametri geotecnici (M1) vengono modificati come espressamente indicato al §7.11.1 del DM del 17/01/2018: *“le verifiche degli stati limite ultimi in presenza di azioni sismiche devono essere eseguite ponendo pari a 1 i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto, con i coefficienti parziali γ_R indicati nel presente capitolo 7, oppure con i γ_R indicati nel capitolo 6 laddove non espressamente specificato”*.

Per quanto riguarda il gruppo di coefficienti delle resistenze (R3), la capacità del complesso fondazione-terreno deve essere verificata con riferimento allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) nei confronti del raggiungimento della resistenza per carico limite e per scorrimento adottando i coefficienti parziali della Tab. 7.11.II. riproposta di seguito in riproposta di seguito in Tabella 15:

Tabella 12: Tab. 7.11.II – Coefficienti parziali per le verifiche degli stati limite (SLV) delle fondazioni superficiali con azioni sismiche.

Verifica	Coefficiente parziale γ_R
Carico limite	2,3
Scorrimento	1,1
Resistenza sulle superfici laterali	1,3

3.2 Verifiche di tipo geotecnico (GEO)

3.2.1 Carico limite fondazione-terreno (Brinch-Hansen, 1970)

Il calcolo del carico limite dell'insieme fondazione-terreno è effettuato con la formulazione consolidata di Brinch-Hansen (1970), sia in condizioni drenate:

$$q_{lim} = c' N_c i_c s_c d_c b_c g_c \psi_c + q N_q i_q s_q d_q b_q g_q \psi_q + \frac{1}{2} \gamma B' N_\gamma i_\gamma s_\gamma d_\gamma b_\gamma g_\gamma \psi_\gamma$$

$$FS = \frac{R_d}{E_d} \equiv \frac{Q_{lim}}{V_d} > 1 \rightarrow \text{verifica soddisfatta}$$

in cui:

- B' è la lunghezza effettiva (ridotta) della base della fondazione decurtata del doppio dell'eccentricità del carico rispetto al lato corto d'impronta (come L' per la larghezza, che nel caso di plinto circolare B' ed L' coincidono tra loro con il diametro);
 - q è la pressione esercitata dalla colonna di terreno posta a fianco della fondazione;
 - N_c , N_q e N_γ sono fattori di capacità portante dipendenti dall'angolo di attrito del terreno;
 - i_c , i_q e i_γ sono coefficienti correttivi che tengono conto dell'inclinazione dei carichi;
 - s_c , s_q e s_γ sono coefficienti correttivi che tengono conto della forma dell'impronta della fondazione;
 - d_c , d_q e d_γ sono coefficienti correttivi che tengono conto della profondità del piano di posa;
- b_c , b_q e b_γ sono coefficienti correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base di fondazione (α);
- g_c , g_q e g_γ sono coefficienti correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano di campagna (ω);
 - ψ_c , ψ_q e ψ_γ sono coefficienti correttivi che tengono conto del meccanismo di rottura per punzonamento.

che in condizioni non drenate (breve termine):

$$q_{lim} = c_u N_c i_c s_c d_c b_c g_c + q$$

$$FS = \frac{R_d}{E_d} \equiv \frac{Q_{lim}}{V_d} > 1 \rightarrow \text{verifica soddisfatta}$$

3.2.2 Carico limite fondazione-terreno (Paolucci-Pecker, 1995)

Il calcolo del carico limite in condizioni sismiche è effettuato con la formulazione pseudostatica di Paolucci-Pecker (1995), introducendo alla classica formulazione di Brinch-Hansen (1970), per i terreni non coesivi (altrimenti pari all'unità in caso di terreni coesivi), opportuni fattori di correzione del carico limite per portare in conto gli effetti inerziali indotti dal sisma:

$$z_q = z_\gamma = \left(\frac{1 - k_{h,k}}{\tan(\varphi)} \right)^{0,35}$$

$$z_c = 1 - 0,32k_{h,k}$$

in cui k_h è il coefficiente sismico orizzontale che può essere desunto dai valori di normativa specificati per le fondazioni ed i pendii:

$$k_h = \beta_s \frac{a_{max}}{g}$$

La formulazione del carico limite così modificata in condizioni sismiche assume la seguente forma, in condizioni drenate:

$$q_{lim} = c' N_c i_c s_c d_c b_c g_c \psi_c z_c + q N_q i_q s_q d_q b_q g_q \psi_q z_q + \frac{1}{2} \gamma B' N_\gamma i_\gamma s_\gamma d_\gamma b_\gamma g_\gamma \psi_\gamma z_\gamma$$

$$FS = \frac{R_d}{E_d} \equiv \frac{\frac{Q_{lim}}{\gamma_R}}{V_d} > 1 \rightarrow \text{verifica soddisfatta}$$

e in condizioni non drenate:

$$q_{lim} = c_u N_c i_c s_c d_c b_c g_c z_c + q$$

$$FS = \frac{R_d}{E_d} \equiv \frac{\frac{Q_{lim}}{\gamma_R}}{V_d} > 1 \rightarrow \text{verifica soddisfatta}$$

4 CONCLUSIONI

4.1 Soluzione progettuale

La soluzione progettuale prevede fondazioni diritte del tipo plinti di fondazione. Tali plinti sono schematizzati come costituiti da tre blocchi solidi aventi forma geometrica differente:

- il primo è un cilindro (blocco 1) con un diametro di 25,00 m e un'altezza di 1,00 m;
- il secondo (blocco 2) è un tronco di cono con diametro di base pari a 25,00 m, diametro superiore di 6,50 m e un'altezza pari a 1,70 m;
- il terzo corpo (blocco 3) è un cilindro con un diametro di 6,50 m e un'altezza di 0,70 m; infine, nella parte centrale del plinto, in corrispondenza della gabbia tirafondi, si individua un tronco di cono con diametro di base pari a 6,00 m, diametro superiore pari a 6,50 m e altezza pari a 0,25 m.

Si rimanda in ogni caso al progetto esecutivo per maggiori dettagli e per la definizione precisa della forma e della tipologia di fondazione per ogni torre, non escludendo la possibilità realizzazione, in funzione degli esisti geologici di dettaglio, fondazioni anche di tipo indiretto del tipo plinti su pali.

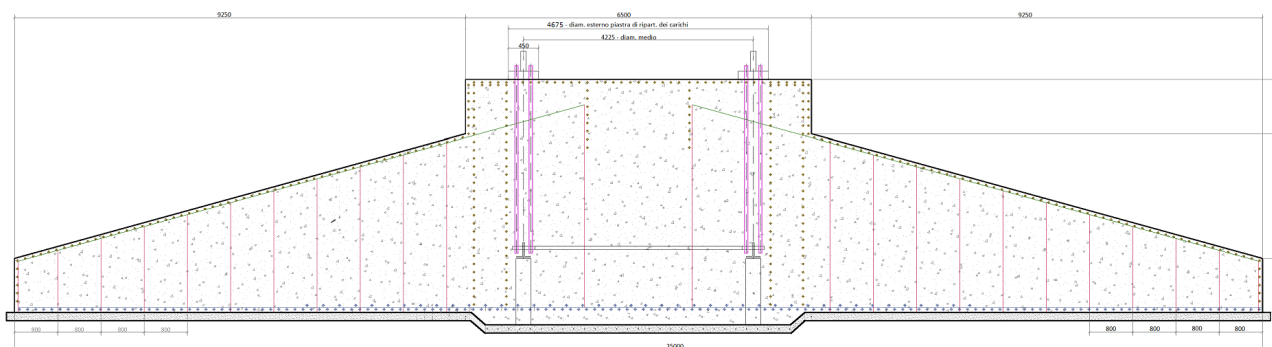


Figura 1: Sezione plinto di fondazione.