

# REGIONE BASILICATA

PROVINCIA DI MATERA

# COMUNE DI MATERA

Oggetto:

**PROGETTO DEFINITIVO PER LA COSTRUZIONE E L'ESERCIZIO DI UN IMPIANTO EOLICO NEL COMUNE DI MATERA IN LOCALITÀ "MASSERIA TERLECCHIA PICCOLA" COSTITUITO DA 7 AEROGENERATORI DI POTENZA TOTALE PARI A 50.4 MW E RELATIVE OPERE DI CONNESSIONE**

Sezione:

**SEZIONE A – PROGETTO DEFINITIVO DELL'IMPIANTO DELLE OPERE CONNESSE E DELLE INFRASTRUTTURE**

Elaborato:

## RELAZIONE PRELIMINARE SULLE STRUTTURE

Nome file stampa:

**EO.MTR01.PD.A.11.1.pdf**

Codifica regionale:

**EO.MTR01.PD.A.11.1**

Scala:

-

Formato di stampa:

**A4**

Nome elaborato:

**EO.MTR01.PD.A.11.1**

Tipologia:

**R**

Proponente:

**E-WAY 7 S.r.l.**

Piazza di San Lorenzo in Lucina, 4  
00186 ROMA (RM)  
P.IVA 16770971006



**E-WAY 7 S.R.L.**  
P.zza di San Lorenzo in Lucina, 4  
00186 - Roma  
C.F./P.Iva 16770971006  
PEC: e-way7sr@legalmail.it

Progettista:

**E-WAY 7 S.r.l.**

Piazza di San Lorenzo in Lucina, 4  
00186 ROMA (RM)  
P.IVA 16770971006



CODICE	REV. n.	DATA REV.	REDAZIONE	VERIFICA	VALIDAZIONE
EO.MTR01.PD.A.11.1	00	03/2024	A. Zambrano	A. Bottone	A. Bottone

E-WAY 7 S.r.l.

Sede legale  
Piazza di San Lorenzo in Lucina, 4  
00186 ROMA (RM)  
PEC: e-way7sr@legalmail.it tel. +39 0694414500

CODICE	EO.MTR01.PD.A.11.1
REVISIONE n.	00
DATA REVISIONE	03/2024
PAGINA	1 di 23

## INDICE

<b>PREMESSA .....</b>	<b>4</b>
<b>1 DESCRIZIONE ED UBICAZIONE DELL'IMPIANTO.....</b>	<b>5</b>
1.1 Inquadramento territoriale e catastale .....	5
1.2 Layout d'impianto .....	6
1.2.1 Aerogeneratori .....	6
<b>2 INTRODUZIONE .....</b>	<b>8</b>
2.1 Normativa di riferimento.....	8
2.2 Materiali .....	9
2.3 Specifiche tecniche turbine.....	11
<b>3 AZIONI SULL'OPERA.....</b>	<b>12</b>
3.1 Metodologie di calcolo .....	12
3.2 Analisi dei carichi .....	12
3.2.1 Carichi permanenti strutturali e non strutturali.....	12
3.2.2 Carichi caratteristici da vento estremo .....	13
3.3 Azione sismica.....	18
3.4 Combinazioni di carico.....	18
<b>4 VERIFICHE DI SICUREZZA.....</b>	<b>19</b>
4.1 Verifiche effettuate .....	19
4.2 Verifiche di tipo geotecnico (GEO).....	21
4.2.1 Carico limite fondazione-terreno (Brinch-Hansen, 1970).....	21
4.2.2 Carico limite fondazione-terreno (Paolucci-Pecker, 1995).....	22
<b>5 CONCLUSIONI.....</b>	<b>23</b>
5.1 Soluzione progettuale.....	23



**RELAZIONE DI CALCOLO  
PRELIMINARE SULLE  
STRUTTURE**

CODICE	EO.MTR01.PD.A.11.1
REVISIONE n.	00
DATA REVISIONE	03/2024
PAGINA	2 di 23

## INDICE DELLE FIGURE

---

<i>Figura 1- Inquadramento generale degli aerogeneratori di progetto e cavidotto. ....</i>	<i>5</i>
<i>Figura 2 – Sezione plinto di fondazione. ....</i>	<i>23</i>

## INDICE DELLE TABELLE

<i>Tabella 1 – Caratteristiche e le coordinate degli aerogeneratori di progetto .....</i>	<i>6</i>
<i>Tabella 2 – Riferimenti catastali degli aerogeneratori .....</i>	<i>6</i>
<i>Tabella 3 – Proprietà calcestruzzo classe C30/37 .....</i>	<i>9</i>
<i>Tabella 4 – Proprietà calcestruzzo classe C45/55 .....</i>	<i>10</i>
<i>Tabella 5 – Proprietà acciaio classe B450 .....</i>	<i>10</i>
<i>Tabella 6 – Proprietà acciaio classe S355 .....</i>	<i>10</i>
<i>Tabella 7 – Specifiche tecniche V162 (fonte Vestas) parte 1. ....</i>	<i>11</i>
<i>Tabella 8 – Specifiche tecniche V162 (fonte Vestas) parte 2. ....</i>	<i>11</i>
<i>Tabella 9 – Carichi permanenti strutturali .....</i>	<i>12</i>
<i>Tabella 10 – Tab. 3.3.I – Valori dei parametri <math>v_{b,0}</math>, <math>a_0</math>, <math>k_s</math> .....</i>	<i>14</i>
<i>Tabella 11 – Tab. 3.3.II - Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione .....</i>	<i>15</i>
<i>Tabella 12 – Tab. 3.3.III - Classi di rugosità del terreno .....</i>	<i>15</i>
<i>Tabella 13 – Schema semplificato per la definizione della categoria di esposizione .....</i>	<i>16</i>
<i>Tabella 14 – Parametri dei carichi caratteristici da vento .....</i>	<i>17</i>
<i>Tabella 15 – Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l’effetto delle azioni nelle verifiche stati limite ultimi ...</i>	<i>19</i>
<i>Tabella 16 – Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno .....</i>	<i>19</i>
<i>Tabella 17 – Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali .....</i>	<i>20</i>
<i>Tabella 18 – Tab. 7.11.II – Coefficienti parziali per le verifiche degli stati limite (SLV) delle fondazioni superficiali con azioni sismiche .....</i>	<i>20</i>

## 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 "Masseria Terlecchia Piccola", sito nel Comune di Matera (MT).

In particolare, il progetto è relativo ad un impianto eolico di potenza totale pari a 50.4 MW e costituito da:

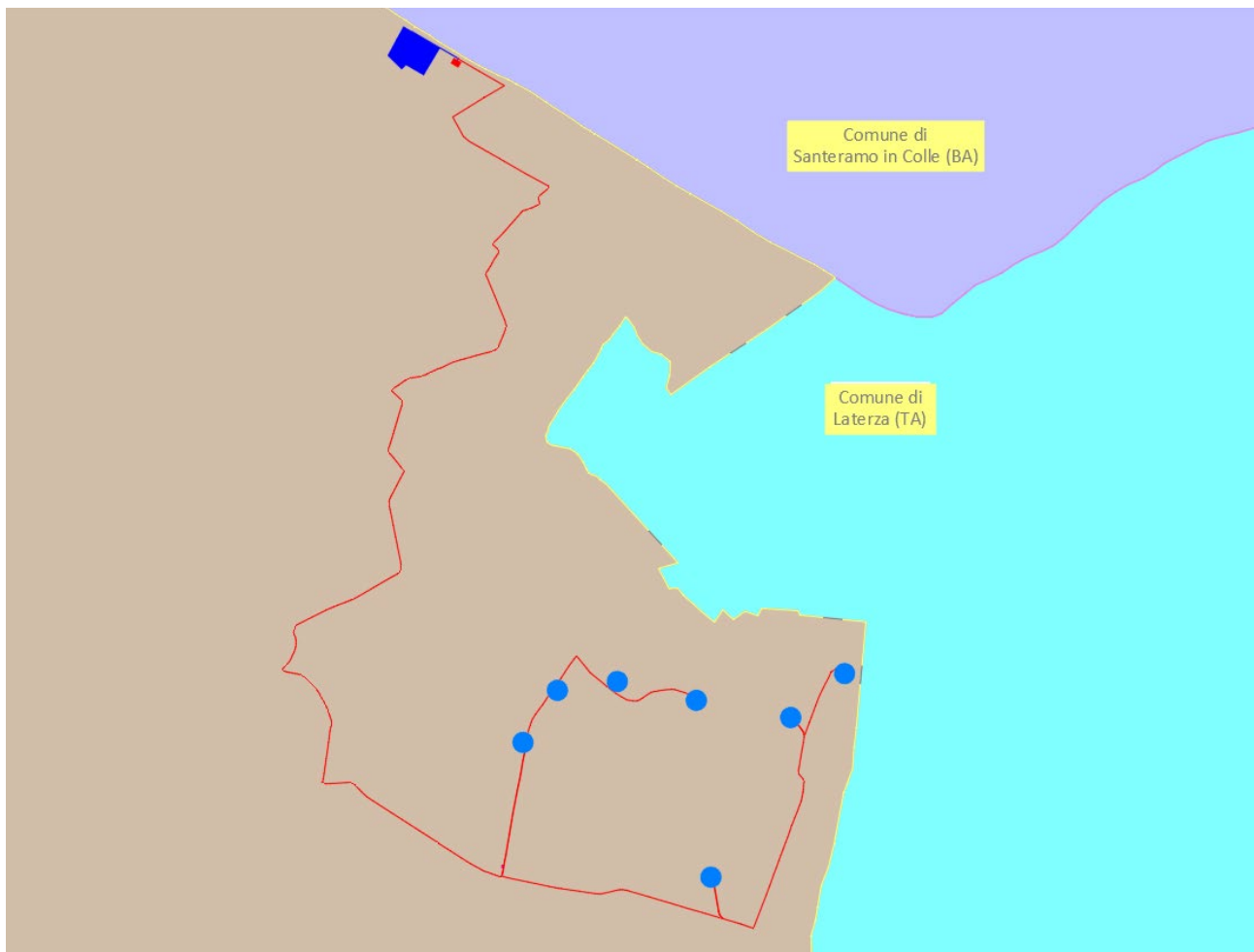
- 7 aerogeneratori di potenza nominale 7.2 MW, diametro di rotore 162 m e altezza al mozzo 119 m (del tipo Vestas V162 o assimilabili);
- n. 1 cabina di raccolta e misura;
- linee elettriche in media tensione a 30 kV in cavo interrato necessarie per l'interconnessione degli aerogeneratori alla cabina di raccolta e misura e da questa alla stazione elettrica di trasformazione;
- una stazione elettrica utente di trasformazione 30/150 kV;
- una linea elettrica in alta tensione a 150 kV in cavo interrato per la connessione in antenna della sezione di impianto e lo stallo a 150 kV previsto all'interno della stazione elettrica della RTN "Matera 380/150/36 kV".
- tutte le apparecchiature elettromeccaniche in alta tensione di competenza utente da installare all'interno della stazione elettrica della RTN in corrispondenza dello stallo assegnato.

Titolare dell'iniziativa proposta è la società E-WAY 7 S.r.l., avente sede legale in Piazza di San Lorenzo in Lucina 4, 00186 Roma, P.IVA 16770971006, e partecipata per la totalità delle quote societaria dalla società E-WAY FINANCE S.p.a. avente sede legale in Piazza di San Lorenzo in Lucina 4, 00186 Roma, P.IVA 15773121007, del gruppo Banca del Fucino S.p.a.

## 1 DESCRIZIONE ED UBICAZIONE DELL'IMPIANTO

### 1.1 Inquadramento territoriale e catastale

L'impianto eolico di progetto è situato nel Comune di Matera (MT) e si costituisce di n. 7 aerogeneratori, denominati rispettivamente da WTG01 a WTG07. Gli aerogeneratori hanno potenza nominale 7.2 MW per una potenza complessiva di 50.4 MW, con altezza al mozzo 119 m e diametro di rotore di 162 m.



**Figura 1- Inquadramento generale degli aerogeneratori di progetto e cavidotto.**

Si riportano di seguito Tabella 1 le coordinate degli aerogeneratori:

**Tabella 1 – Caratteristiche e le coordinate degli aerogeneratori di progetto**

ID WTG	WGS-84 UTM E	WGS-84 UTM N	WGS-84 GEO LONG	WGS-84 GEO LAT
WTG01	643135	4504611	16.693726°	40.679970°
WTG02	643417	4505038	16.697164°	40.683765°
WTG03	643908	4505110	16.702987°	40.684331°
WTG04	644556	4504956	16.710612°	40.682833°
WTG05	644676	4503506	16.711695°	40.669749°
WTG06	645330	4504815	16.719742°	40.681425°
WTG07	645772	4505175	16.725043°	40.684588°

e in Tabella 2 le particelle interessate:

**Tabella 2 – Riferimenti catastali degli aerogeneratori**

ID WTG	IDENTIFICAZIONE CATASTALE
WTG01	MATERA (MT) Foglio: 59 Particella: 56
WTG02	MATERA (MT) Foglio: 58 Particella: 121
WTG03	MATERA (MT) Foglio: 58 Particella: 221
WTG04	MATERA (MT) Foglio: 59 Particella: 62
WTG05	MATERA (MT) Foglio: 59 Particella: 9
WTG06	MATERA (MT) Foglio: 58 Particella: 153
WTG07	MATERA (MT) Foglio: 58 Particella: 143

## 1.2 Layout d’impianto

L’impianto eolico di progetto prevede la realizzazione di:

- n. 7 aerogeneratori;
- n. 7 cabine all’interno della torre di ogni aerogeneratore;
- n. 7 opere di fondazione su plinto per gli aerogeneratori;
- n. 7 piazzole di montaggio, con adiacenti piazzole temporanee di stoccaggio;
- opere temporanee per il montaggio del braccio gru;
- viabilità di progetto interna all’impianto e che conduce agli aerogeneratori;
- un cavidotto interrato interno, in media tensione, per il collegamento tra gli aerogeneratori;
- un cavidotto interrato esterno, in media tensione, per il collegamento del campo eolico alla futura stazione elettrica RTN.

### 1.2.1 Aerogeneratori

Per gli aerogeneratori di progetto si considera diametro di rotore 162 m e altezza al mozzo 119 m. Tra i modelli di aerogeneratore con le seguenti caratteristiche, si assimilano quelli di progetto al modello Vestas V162, con diametro 162 m e altezza al mozzo 119 m. Non si esclude, nelle fasi successive della progettazione, la possibilità di variare la tipologia di aerogeneratore, ferme restando le caratteristiche dimensionali indicate



**RELAZIONE DI CALCOLO  
PRELIMINARE SULLE  
STRUTTURE**

CODICE	EO.MTR01.PD.A.11.1
REVISIONE n.	00
DATA REVISIONE	03/2024
PAGINA	7 di 23

nel presente elaborato. Gli aerogeneratori sono connessi tra loro per mezzo del cavidotto interno in MT e le cabine interne alle torri.



## 2 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.

### 2.1 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".

## 2.2 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 3, Tabella 4, Tabella 5 e Tabella 6 le proprietà di resistenza e deformabilità:

**Tabella 3 – Proprietà calcestruzzo classe C30/37.**

Classe	C30/37		
$\gamma_{cls} =$	25	kN/m <sup>3</sup>	Peso specifico
$f_{ck} = 0,83R_{ck}$	30	N/mm <sup>2</sup>	Resistenza cilindrica caratteristica a compressione
$R_{ck} =$	37	N/mm <sup>2</sup>	Resistenza cubica caratteristica a compressione
$f_{cm} = f_{ck} + 8$	38	N/mm <sup>2</sup>	Resistenza cilindrica media a compressione
$f_{ctm} = 0,30f_{ck}^{2/3}$	2.9	N/mm <sup>2</sup>	Resistenza media a trazione
$f_{ctk} = 0,7f_{ctm}$	2.03	N/mm <sup>2</sup>	Resistenza cilindrica caratteristica a trazione
$f_{ctm} = 1,2f_{ctm}$	3.48	N/mm <sup>2</sup>	Resistenza cilindrica media a trazione per flessione
$E_{cm} = 22000(f_{cm}/10)^{0,3}$	32836.57	N/mm <sup>2</sup>	Modulo di elasticità medio
$f_{cd} = \alpha_{cc}f_{ck}/\gamma_c$	17.0	N/mm <sup>2</sup>	Resistenza cilindrica di progetto a compressione
$f_{ctd} =$	1.35	N/mm <sup>2</sup>	Resistenza cilindrica di progetto a trazione
$\epsilon_c =$	0.07	%	Deformazione l'imate di fessurazione (modello stress block)
$\epsilon_{cu} =$	0.35	%	Deformazione l'imate di rottura

**Tabella 4 – Proprietà calcestruzzo classe C45/55.**

<b>Classe</b>	C45/55		
$\gamma_{cls} =$	25	kN/m <sup>3</sup>	Peso specifico
$f_{ck} = 0,83R_{ck}$	45	N/mm <sup>2</sup>	Resistenza cilindrica caratteristica a compressione
$R_{ck} =$	55	N/mm <sup>2</sup>	Resistenza cubica caratteristica a compressione
$f_{cm} = f_{ck} + 8$	53	N/mm <sup>2</sup>	Resistenza cilindrica media a compressione
$f_{ctm} = 0,30f_{ck}^{2/3}$	3.8	N/mm <sup>2</sup>	Resistenza media a trazione
$f_{ctk} = 0,7f_{ctm}$	2.66	N/mm <sup>2</sup>	Resistenza cilindrica caratteristica a trazione
$f_{ctfm} = 1,2f_{ctm}$	4.55	N/mm <sup>2</sup>	Resistenza cilindrica media a trazione per flessione
$E_{cm} = 22000(f_{cm}/10)^{0,3}$	36283.19	N/mm <sup>2</sup>	Modulo di elasticità medio
$f_{cd} = \alpha_{cc}f_{ck}/\gamma_c$	25.5	N/mm <sup>2</sup>	Resistenza cilindrica di progetto a compressione
$f_{ctd} =$	1.77	N/mm <sup>2</sup>	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 5 – Proprietà acciaio classe B450.**

<b>Classe</b>	B450C		
$f_{yk} =$	450	N/mm <sup>2</sup>	Tensione nominale di snervamento
$f_u =$	540	N/mm <sup>2</sup>	Tensione nominale di rottura
$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$	391.3	N/mm <sup>2</sup>	Tensione di snervamento di progetto
$E_s =$	210000	N/mm <sup>2</sup>	Modulo di elasticità (Young)
$\epsilon_{yd} =$	0.00186	%	Deformazione limite di snervamento

**Tabella 6 – Proprietà acciaio classe S355.**

<b>Classe</b>	S355		
$f_{yk} =$	355	N/mm <sup>2</sup>	Tensione nominale di snervamento
$f_u =$	510	N/mm <sup>2</sup>	Tensione nominale di rottura
$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$	308.696	N/mm <sup>2</sup>	Tensione di snervamento di progetto
$E_s =$	210000	N/mm <sup>2</sup>	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.

### 2.3 Specifiche tecniche turbine

Come precedentemente accennato gli aerogeneratori individuati per il calcolo preliminare delle strutture sono assimilabili al tipo Vestas V162, e presentano le seguenti caratteristiche geometriche e dimensionali:

*Tabella 7 – Specifiche tecniche V162 (fonte Vestas) parte 1.*

Elemento	L [mm]	s [mm]	h [mm]	w [kg]
Navicella	18176	4200	4350	83670
Pale in n. 1	79350	4320	3294	21700
Mozzo	4980	4401	4040	64000
Albero di trasmissione	7500	2700	3000	94040

*Tabella 8 – Specifiche tecniche V162 (fonte Vestas) parte 2.*

Concio di torre	D [mm]	d [mm]	L [mm]	w [kg]
1	4170	3978	33000	70000
2	4974	4170	28560	70000
3	6024	4974	21840	72000
4	6027	6024	18480	72000
5	6300	6027	14430	71000

### 3 AZIONI SULL'OPERA

#### 3.1 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.

#### 3.2 Analisi dei carichi

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

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

##### 3.2.1 Carichi permanenti strutturali e non strutturali

Per quanto i carichi permanenti, si riporta di seguito in Tabella 9 il valore dei carichi permanenti strutturali derivanti dall'azione esercitata dal peso proprio degli elementi costituenti la turbina eolica:

*Tabella 9 – Carichi permanenti strutturali.*

Elemento	$G_{1,i}$ (kg)	$G_{1,i}$ (kN)
Navicella	83670	836.7
Pale in n. 3	65100	651
Mozzo	64000	640
Albero di trasmissione	94040	940.4
Torre di sostegno 125 m	355000	3550
$G_{1,tot}$	661810	6618

### 3.2.2 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 11) 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 10, 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 10, in funzione della zona in cui sorge la costruzione.

**Tabella 10 – 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;
- $\rho$  è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1,25 kg/m<sup>3</sup>.

Esprimendo  $\rho$  in kg/m<sup>3</sup> e  $v_r$  in m/s,  $q_r$  risulta espresso in N/m<sup>2</sup>.

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 11 in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione e  $c_t$  è il coefficiente di topografia.

**Tabella 11 – 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 12. 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 12 – 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 13 – 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.

**Tabella 14 – Parametri dei carichi caratteristici da vento.**

$a_s =$	380	m s.l.m.
$T_r =$	50	anni
<b>Categoria di esposizione del sito</b>	III	
<b>Zona</b>	3	
$v_{b,0} =$	27	m/s
$a_0 =$	500	m
$k_s =$	0.37	
$c_a =$	1.00	
$c_r =$	1.29	
$v_b =$	27.00	m/s
$v_r =$	34.79	m/s
$v_{ref} =$	35.00	m/s
$q_r =$	0.77	kN/m <sup>2</sup>
$c_d$	1	
$c_t$	1	
$k_r =$	0.2	m
$z_0 =$	0.1	
$z_{min} =$	5.00	m
$c_p =$	0.40	
$p$	1.22	kN/m <sup>2</sup>

### 3.3 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 ( $a_b$ ,  $F_o$  e  $T_c^*$ ) per poi passare alle condizioni sito specifiche attraverso coefficienti di correzione topografica e stratigrafica.

### 3.4 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.

## 4 VERIFICHE DI SICUREZZA

### 4.1 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 15:

**Tabella 15 – Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche stati limite ultimi.**

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		$\gamma_F$			
Carichi permanenti $G_1$	Favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1	1
	Sfavorevoli		1,1	1	1
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,8	1	1
	Sfavorevoli		1,5	2	1
Azioni variabili Q	Favorevoli	$\gamma_{Qi}$	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 16:

**Tabella 16 – Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno.**

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale $\gamma_M$	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan(\varphi'_k)$	$\gamma_{\varphi'}$	1	1,3
Coazione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1	1,3
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma_v$	$\gamma_v$	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 17

**Tabella 17 – 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  $\gamma_R$  indicati nel presente capitolo 7, oppure con i  $\gamma_R$  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 18:

**Tabella 18 – Tab. 7.11.II – Coefficienti parziali per le verifiche degli stati limite (SLV) delle fondazioni superficiali con azioni sismiche.**

Verifica	Coefficiente parziale $\gamma_R$
Carico limite	2,3
Scorrimento	1,1
Resistenza sulle superfici laterali	1,3

## 4.2 Verifiche di tipo geotecnico (GEO)

### 4.2.1 Carico limite fondazione-terreno (Brinch-Hansen, 1970)

Il calcolo del carico limite dell'insieme fondazione-terreno è stato 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<sub>c</sub>, N<sub>q</sub> e N<sub>γ</sub> sono fattori di capacità portante dipendenti dall'angolo di attrito del terreno;
- i<sub>c</sub>, i<sub>q</sub> e i<sub>γ</sub> sono coefficienti correttivi che tengono conto dell'inclinazione dei carichi;
- s<sub>c</sub>, s<sub>q</sub> e s<sub>γ</sub> sono coefficienti correttivi che tengono conto della forma dell'impronta della fondazione;
- d<sub>c</sub>, d<sub>q</sub> e d<sub>γ</sub> sono coefficienti correttivi che tengono conto della profondità del piano di posa;
- b<sub>c</sub>, b<sub>q</sub> e b<sub>γ</sub> sono coefficienti correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base di fondazione (α);
- g<sub>c</sub>, g<sub>q</sub> e g<sub>γ</sub> sono coefficienti correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano di campagna (ω);
- ψ<sub>c</sub>, ψ<sub>q</sub> e ψ<sub>γ</sub> sono coefficienti correttivi che tengono conto del meccanismo di rottura per punzonamento.

che in condizioni non drenate (breve termine):

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

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

#### 4.2.2 Carico limite fondazione-terreno (Paolucci-Pecker, 1995)

Il calcolo del carico limite in condizioni sismiche è stato 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:

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

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

e in condizioni non drenate:

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

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

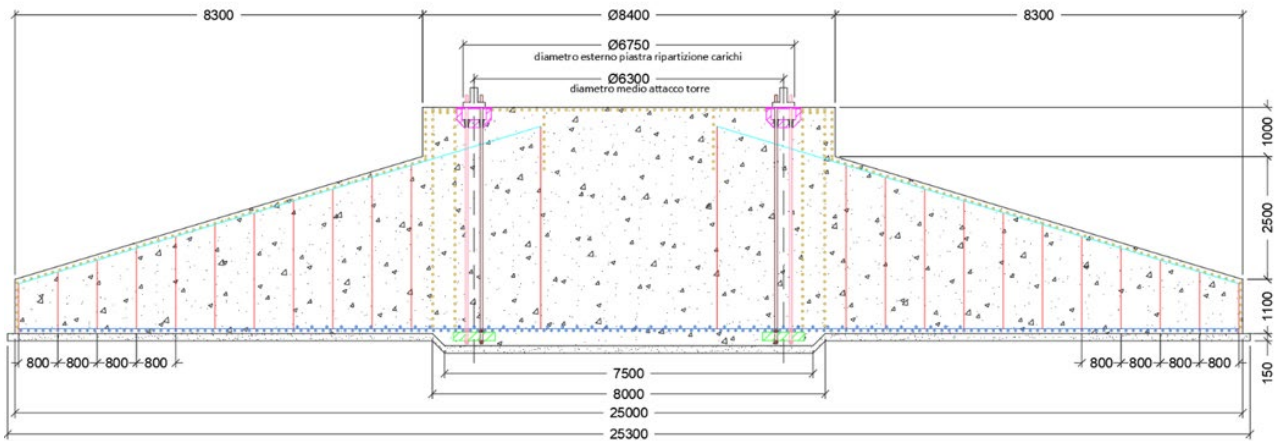
## 5 CONCLUSIONI

### 5.1 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 1,10 m;
- il secondo (blocco 2) è un tronco di cono con diametro di base pari a 25,00 m, diametro superiore di 8,40 m e un'altezza pari a 2,50 m;
- il terzo corpo (blocco 3) è un cilindro con un diametro di 8,40 m e un'altezza di 1,00 m; infine, nella parte centrale del plinto, in corrispondenza della gabbia tirafondi, si individua un tronco di cono con diametro di base pari a 7,50 m, diametro superiore pari a 8,00 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 2 – Sezione plinto di fondazione.**