



PROGETTO DI COSTRUZIONE ED ESERCIZIO DI UN  
IMPIANTO FOTOVOLTAICO DELLA POTENZA DI 41,163  
MW<sub>P</sub> DA REALIZZARSI NEI COMUNI DI VILLACIDRO  
(SU), CON LE RELATIVE OPERE DI CONNESSIONE  
ELETTRICHE  
DENOMINATO “FIGU NIEDDA”

CALCOLO PRELIMINARE DELLE  
STRUTTURE

Rev. 0.0

Data: 26 APRILE 2022

PV003-REL005

Committente:

**Ecosardinia5 S.r.l.**  
via Manzoni, 30  
20121 MILANO  
C.F. e P. IVA: 11117560968  
PEC: ecosardinia5srl@legalmail.it

Incaricato:

**Queequeg Renewables, ltd**  
Unit 3.03, 1110 Great West Road  
TW80GP London (UK)  
Company number: 111780524  
email: [mail@quenter.co.uk](mailto:mail@quenter.co.uk)

Progettista:

ing. Alessandro Zanini





---

## Sommario

1) INTRODUZIONE .....	3
Generalità .....	3
Consistenza dell'opera.....	3
2) NORMATIVA .....	5
3) COMBINAZIONI DI CARICO .....	7
4) DETERMINAZIONE DELLE AZIONI .....	8
Azioni permanenti ( $G_1$ ).....	8
Azioni variabili (P).....	8
Carico Vento ( $Q_v$ ) .....	8
Carico Neve ( $Q_N$ ) .....	10
Azione Sismica(E) .....	12
Tabella di sintesi delle azioni .....	20
5) SOLLECITAZIONI .....	21
6) VERIFICHE GEOTECNICHE.....	23
7) CONCLUSIONI .....	25



## 1) INTRODUZIONE

### **Generalità**

Lo scopo del presente progetto è quello di fornire le indicazioni esecutive per la realizzazione delle opere civili dei manufatti in cemento armato prefabbricato necessari per la realizzazione di un impianto di produzione di energia in comune di Villacidro; l'area interessata dall'intervento è ubicata nei comuni di Villacidro (SU); il fondo è individuato dalle seguenti coordinate catastali: Villacidro Foglio 104; 110, particelle, 30, 31, 32, 33, 35, 37, 39, 40, 41, 42, 45, 46, 47, 77, 78, 109, 114, 169, 171, 220, 222, 223, 225, 228, 231, 232, 234, 235, 236, 237, 238, 240, 241, 243, 244, 246, 249, 251, 253, 254, 255, 256, 257; 749

Per la determinazione delle azioni, sono state scelte le condizioni più restrittive tra le condizioni estreme che possono essere rinvenute sul sito di installazione in qualità di ventosità, carico neve ed azione sismica e i carichi di progetto previsti dallo standard Enel DG 2092.

Il manufatto sarà realizzato mediante una struttura monolitica in calcestruzzo armato vibrato autoportante, completo di porta di accesso e griglie di aerazione, del tipo prefabbricato, e sarà montato su vasca in calcestruzzo prefabbricato semplicemente poggiata sul terreno, previa esecuzione di uno sbancamento di profondità pari a circa 80 cm, su cui stendere uno strato di sabbia per uno spessore di 10 cm circa al fine di preparare e perfezionare il piano di posa.

Il manufatto non necessita di verifica strutturale, in quanto sarà munito di apposito certificato di qualificazione del sistema organizzativo dello stabilimento e del processo produttivo, rilasciato dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici <sup>(1)</sup>. Nel corso della seguente relazione, si verificherà comunque l'idoneità dell'installazione con particolare riferimento alle caratteristiche geologiche e geotecniche del terreno ed alle azioni presumibili presso il sito di installazione, nel corso della vita utile dell'opera.

### **Consistenza dell'opera**

Il manufatto presenta delle dimensioni esterne in pianta pari a 6,80 x 2,50 m ed altezza pari a 2,70 m, per un ingombro a terra pari a mq ed una volumetria fuori terra di 17,00 mc.

Le pareti sia interne che esterne, saranno trattate con intonaco murale plastico. Il tetto sarà impermeabilizzato con guaina bituminosa elastomerica applicata a caldo per uno spessore non

---

<sup>1</sup> L'attestato di qualificazione del sistema organizzativo dello stabilimento e del processo produttivo, rilasciato dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici – Servizio Centrale per la produzione in serie dichiarata dei manufatti prefabbricati in c.a., in base al D.M. 14.01.2008, dal 1° gennaio 2008, sostituisce il certificato di deposito.

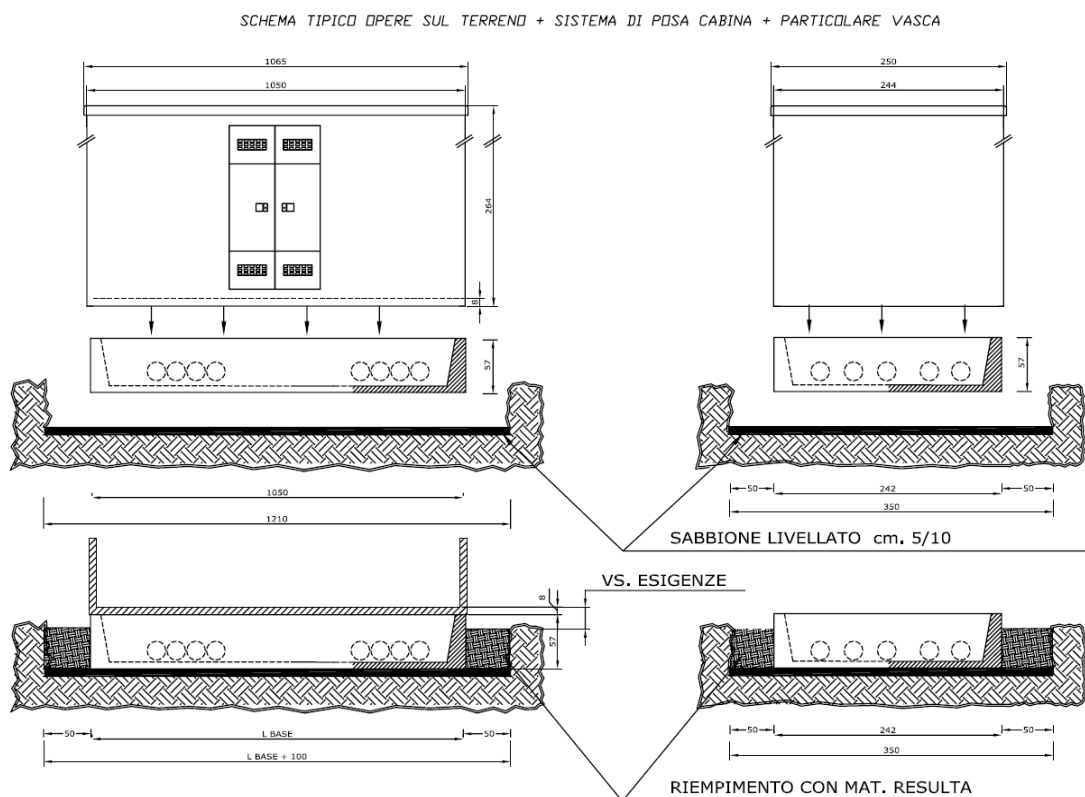


inferiore a 4 mm, successivamente protetta. Il pavimento sarà dimensionato per sopportare i carichi previsti dall'omologazione Enel DG 2092 (500 daN/kg).

Sul pavimento saranno predisposte apposite finestrate per il passaggio dei cavi, complete di botola di accesso al vano cavi. Le porte saranno dotate di griglie d'aerazione tipo standard. I materiali utilizzati, ignifughi ed autoestinguenti, saranno in vetroresina stampata o in lamiera zincata (norma CEI 11-1 e DPR 547/55 art. 340).

La base della cabina sarà sigillata alla platea mediante l'applicazione di un giunto elastico tipo: ECOACRIL 150; successivamente la sigillatura sarà rinforzata mediante cemento anti-ritiro.

Il manufatto sarà montato su vasca in calcestruzzo prefabbricato semplicemente poggiata sul terreno, previa esecuzione di uno sbancamento di profondità pari a circa 80 cm, su cui stendere uno strato di sabbia per uno spessore di 10 cm circa al fine di preparare e perfezionare il piano di posa, come riportato nello schema successivo.





---

## 2)     NORMATIVA

Legge 5/11/1971 n° 1086 “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso, ed a struttura metallica”;

Legge 2/2/1974 n° 64 “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”;

D.M. 16/1/1996 “Norme tecniche relative ai “Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”;

Circolare Ministeriale n° 156AA.GG./STC. del 4/7/1996 - Istruzioni per l’applicazione delle “Norme tecniche...” di cui al D.M. 16/1/1996;

D.M. 12/2/1982 e successiva Circ. Min. del 24/5/82;

D.M. 9/1/1996 “Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche”;

Circolare Ministeriale n° 252AA.GG./STC. del 15/10/1996 -Istruzioni per l’applicazione delle “Norme tecniche...” di cui al D.M. 9/1/1996;

D.M. 16/1/1996 “Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche”;

Istruzioni C.N.R. - UNI 10022/84 “Profilati formati a freddo: istruzioni per l’impiego nelle costruzioni”;

Istruzioni C.N.R. - UNI 10011/88 “Costruzioni in acciaio: istruzioni per il calcolo, l’esecuzione, il collaudo e la manutenzione”;

D.M. 14/01/2008 “Norme Tecniche per le costruzioni”;

Circolare Ministeriale del 26-2-2009 -Istruzioni per l’applicazione delle norme tecniche di cui al D.M. 14/01/2008 (*Supplemento ordinario n. 27* alla GAZZETTA UFFICIALE *Serie generale - n. 47* del 26-2-2009);

Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio: parte 1-1 regole generali e regole per gli edifici;

Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio: parte 3-1 Torri, pali e ciminiere – Torri e pali.

Norma CEI EN 62271-202

Norma CEI 7-6



---

Norme CEI 11-1

Norma CEI 11-35

Norma CEI 0-16

Norma CEI EN 60529

Standard Enel DG 2092



### 3) COMBINAZIONI DI CARICO

Nella presente relazione di calcolo si è utilizzato il “Metodo semiprobabilistico agli stati limite”.

Nell’analisi statica della struttura allo stato limite ultimo si è considerata la seguente combinazione di carico:

$$\gamma_{G1} \cdot G1 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Qk1 + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Qk2$$

Si è inoltre considerata una combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all’azione sismica E:

$$E + G1 + P + \psi_{21} \cdot Qk1$$

Ove:

G1 -> peso proprio della struttura

P -> azioni di esercizio (es. carico utile del solaio di calpestio)

G1 -> peso proprio della struttura

Q<sub>V</sub> -> azione del vento sulla struttura

Q<sub>N</sub> -> azione della neve sulla struttura

I valori dei coefficienti (dati in § 2.6.1, Tab. 2.6.I - DM 2008) risultano:

$\gamma_{G1}$  coefficiente parziale delle azioni variabili è assunto pari a 1.3 (0.9 se aumenta la sicurezza)

$\gamma_P$  coefficiente parziale delle azioni variabili è assunto pari a 1.5 (0.0 se aumenta la sicurezza)

$\gamma_{Q1}$  coefficiente parziale delle azioni variabili è assunto pari a 1.5 (0.0 se aumenta la sicurezza)

Pertanto in funzione dei valori dei coefficienti riportati al DM 14 gennaio 2008 la combinazione di carico allo stato limite ultimo diventa:

$$1.3 (1.0) \cdot G1 + 1.5 (0.0) \cdot P + 1.5 (0.0) \cdot QV + 1.5 (0.0) \cdot 0.5 \cdot QN$$

$$1.3 (1.0) \cdot G1 + 1.5 (0.0) \cdot P + 1.5 (0.0) \cdot QN + 1.5 (0.0) \cdot 0.6 \cdot QV$$



#### 4) DETERMINAZIONE DELLE AZIONI

##### **Azioni permanenti (G<sub>1</sub>)**

Sono dovute al peso proprio del manufatto, pari a 60000 kg.

##### **Azioni variabili (P)**

Sono dovuti al carico utile del solaio di calpestio che da progetto è pari a 500 kg/mq.

##### **Carico Vento (Q<sub>v</sub>)**

Per la determinazione delle azioni, sono state scelte le condizioni più restrittive tra quelle che possono essere rinvenute sul sito in qualità di ventosità e i carichi di progetto previsti dallo standard Enel DG 2092.

Lo standard DG 2092 prevede che sia considerata una pressione del vento pari a  $q(z)=190$  daN/m<sup>2</sup>, corrispondente ai seguenti parametri: altitudine mt. 1000 sul livello del mare; macrozonazione: zona 4; periodo di ritorno: Tr=50 anni.

Per quanto ai carichi specifici previsti in sito, invece, risulta:

- zona vento:	3
- altezza s.l.m.:	900 m
- cat. esposizione:	III

La velocità di riferimento  $v_{ref}$  o  $v_b$  è il valore caratteristico della velocità del vento a 10 m dal suolo su un terreno di categoria di esposizione II (vedi Tab. 3.3.II DM 98), mediata su 10 minuti e riferita ad un periodo di ritorno di 50 anni, data dall'espressione:

$$v_b = v_{b,0} \text{ per } a_s \leq a_0$$

$$v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0) \text{ per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

In considerazione di quanto precedentemente evidenziato si determina nel nostro caso:

$$\text{velocità-base } v_{ref} = 35,0 \text{ m/s}$$

La pressione caratteristica corrispondente risulta:

$$q_{ref} = \frac{v_{ref}^2}{2} \cdot \rho = 765,6 \text{ N/m}^2$$

con  $\rho$  = densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1.25 Kg/m<sup>3</sup> (§§ 3.3.6.5 NTC)





In funzione della categoria di esposizione e dei seguenti coefficienti:

kr	0,2	
z0	0,1	m
zmin	5	m
Ct	1	
Cp	2	
Cd	1	

È possibile determinare la pressione alle diverse quote mediante la relazione:

$$p(z) = q_{\text{ref}} \cdot C_e(z) \cdot C_d \cdot C_p$$

dove  $C_e(z)$  varia con legge logaritmica in funzione della quota,  $C_p$  coefficiente di forma,  $C_d$  coefficiente dinamico.

Il coefficiente di esposizione  $C_e(z)$  varia con legge logaritmica in funzione della quota  $z$  rispetto al livello del terreno e vale:

$$C_e = k_r^2 \cdot C_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot \left[7 + C_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)\right] \quad z \geq z_{\text{min}}$$

La spinta del vento sulla struttura viene calcolata con la seguente formula:

$$F(z) = p(z) A_S(z)$$

dove:  $A_S$  = Area totale degli elementi strutturali della faccia considerata

Il valore del coefficiente di forma  $C_p$  è stato scelto, a beneficio di sicurezza, pari a 2.

La tabella seguente riporta i valori della pressione del vento sulla facciata principale della cabina.



altezza fascia considerata	superficie esposta	quota	ce	p (sito)	p (DG 2092)	F (max fra sito e DG 2092)
m	mq	m		N/mq	N/mq	N
0,18	1,22	2,61	1,71	2614,6	1900,0	3200,3
0,18	1,22	2,43	1,71	2614,6	1900,0	3200,3
0,18	1,22	2,25	1,71	2614,6	1900,0	3200,3
0,18	1,22	2,07	1,71	2614,6	1900,0	3200,3
0,18	1,22	1,89	1,71	2614,6	1900,0	3200,3
0,18	1,22	1,71	1,71	2614,6	1900,0	3200,3
0,18	1,22	1,53	1,71	2614,6	1900,0	3200,3
0,18	1,22	1,35	1,71	2614,6	1900,0	3200,3
0,18	1,22	1,17	1,71	2614,6	1900,0	3200,3
0,18	1,22	0,99	1,71	2614,6	1900,0	3200,3
0,18	1,22	0,81	1,71	2614,6	1900,0	3200,3
0,18	1,22	0,63	1,71	2614,6	1900,0	3200,3
0,18	1,22	0,45	1,71	2614,6	1900,0	3200,3
0,18	1,22	0,27	1,71	2614,6	1900,0	3200,3
0,18	1,22	0,09	1,71	2614,6	1900,0	3200,3

### Carico Neve (Q<sub>N</sub>)

Per la determinazione delle azioni, sono state scelte le condizioni più restrittive tra quelle che possono essere rinvenute sul sito in qualità di ventosità e i carichi di progetto previsti dallo standard Enel DG 2092.

Lo standard Enel DG 2092 prevede un carico di neve sulla copertura pari a  $q_s=480$  daN/m<sup>2</sup>, corrispondente ai seguenti parametri: altitudine mt. 1000 sul livello del mare; macrozonazione: zona I; periodo di ritorno:  $T_r=50$  anni; coefficiente di esposizione:  $C_E=1,0$  (classe topografica normale); coefficiente di forma:  $m=0,8$  (copertura piana).

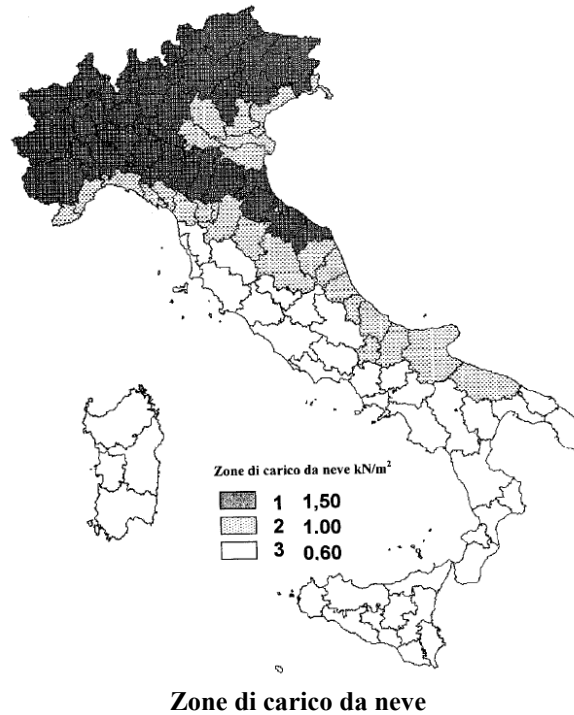
Il carico della neve specifico del sito viene calcolato tramite la seguente relazione:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

- $q_s$  è il carico della neve sulla copertura;
- $\mu_i$  è il coefficiente di forma della copertura;
- $q_{sk}$  è il valore di riferimento del carico neve al suolo;
- $C_E$  è il coefficiente di esposizione di cui al § 3.4.3 (dm 2008);
- $C_t$  è il coefficiente termico di cui al § 3.4.4 (dm 2008).



Si ipotizza che il carico agisca in direzione verticale e lo si riferisce alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.



Nel caso in esame l'opera ricade in zona ed è ubicata ad un'altitudine di 900 m slm, per cui:

$$q_{sk} = 261 \text{ kg/mq}$$

Il coefficiente di esposizione  $C_E$  può essere utilizzato per modificare il valore del carico neve in copertura in funzione delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera.

Si assumerà  $C_E = 1$ .

Il coefficiente termico può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura.

Si assumerà  $C_t = 1$ .

I coefficienti di forma per il carico neve dipendono dall'angolo formato dalla falda con l'orizzontale.

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
$\mu_1$	0,8	$0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0

**Coefficienti di forma per carico da neve**



Nel nostro caso  $\mu_i = 0.8$ , pertanto il valore del carico neve  $q_s$  sulla copertura è pari a 208,0 kg/mq.

Considerando che lo standard Enel DG 2092 prevede un carico di neve sulla copertura pari a  $q_s=480 \text{ daN/m}^2$ , si utilizzerà nei calcoli un carico neve pari a  $480 \text{ daN/m}^2$  desunto come massimo tra i due valori.

### Azione Sismica(E)

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$  che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale  $V_N$  per il coefficiente d'uso  $C_U$  :

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE $C_U$	0,7	1,0	1,5	2,0

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

*Classe I:* Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

*Classe II:* Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso *III* o in Classe d'uso *IV*, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

*Classe III:* Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso *IV*. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

*Classe IV:* Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 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.

Nel nostro caso, si tratta generalmente di un'opera con presenza solo occasionale di persone, comunque a beneficio di sicurezza si ipotizza comunque una classe II, pertanto si è scelto di utilizzare  $C_U=1$ .



Si assume altresì una vita utile della costruzione pari a 50 anni.

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione.

Essa costituisce l’elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale.

Le condizioni di massima accelerazione al suolo  $a_g$  per il sito in esame – ai sensi delle NTC - sono riportate di seguito.

TR	$a_g$	Fo	TC*
[anni]	[g]	[-]	[s]
30	0,073	2,405	0,274
50	0,093	2,383	0,285
72	0,109	2,383	0,290
101	0,127	2,376	0,294
140	0,146	2,364	0,299
201	0,168	2,364	0,308
475	0,232	2,393	0,320
975	0,297	2,392	0,333
2475	0,393	2,416	0,346

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli stati limite di esercizio sono:

**Stato Limite di Operatività (SLO):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;

**Stato Limite di Danno (SLD):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali e orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell’interruzione d’uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi sono:

**Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):** a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;



**Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC):** a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella Tab. 3.2.I delle NTC.

<b>Stati Limite</b>	<b><math>P_{VR}</math>: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento <math>V_R</math></b>	
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi, come indicato nel § 7.11.5 delle NTC. In assenza di tali analisi, per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento (Tab. 3.2.II delle NTC).

A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $NSPT_{,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $cu_{,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < NSPT_{,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < cu_{,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $NSPT_{,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $cu_{,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione (Tab. 3.2.IV delle NTC):

T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
----	--



T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$

Spettri di progetto per gli stati limite di esercizio (§§ 3.2.3.4 e 7.3.7.1 NTC)

Per gli stati limite di esercizio lo spettro di progetto  $S_d(T)$  da utilizzare, sia per le componenti orizzontali che per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente, riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR considerata.

Per costruzioni di Classe III e IV, se si vogliono limitare i danneggiamenti strutturali, per tutti gli elementi strutturali, inclusi nodi e connessioni tra elementi, deve essere verificato che il valore di progetto di ciascuna sollecitazione calcolato in presenza delle azioni sismiche corrispondenti allo SLD ed attribuendo ad  $h$  il valore di  $2/3$  (corrispondente ad un valore  $x = 17.5\%$ ) sia inferiore al corrispondente valore della resistenza di progetto.

Spettri di progetto per gli stati limite ultimi (§ 3.2.3.5 NTC)

Qualora le verifiche agli stati limite ultimi non vengano effettuate tramite l'uso di opportuni accelerogrammi ed analisi dinamiche al passo, ai fini del progetto o della verifica delle strutture le capacità dissipative delle strutture possono essere messe in conto attraverso una riduzione delle forze elastiche che tiene conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovraresistenza, dell'incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni. In tal caso lo spettro di progetto  $S_d(T)$  da utilizzare, sia per le componenti orizzontali che per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR considerata, con le ordinate ridotte sostituendo  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura.

Il valore del fattore di struttura  $q$  da utilizzare per ciascuna direzione della azione sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e prende in conto le non linearità di materiale, e nel caso in esame è stato utilizzato un fattore 3.

La scelta del fattore di struttura  $q$  è stata basata sulla classe di duttilità tipica di questo tipo di strutture.



Le espressioni per il calcolo dei parametri dipendenti risultano:

**Espressioni dei parametri dipendenti**

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C/3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

**Espressioni dello spettro di risposta** (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad \left. \begin{array}{l} S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \end{array} \right\}$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Da cui si ricava:

S	1,335	
h	0,333	
TB	0,241	s
TC	0,722	s
TD	2,787	s





I punti dello spettro di risposta allo SLC risultano:

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,396
TB	0,241	0,316
TC	0,722	0,316
	0,820	0,278
	0,919	0,248
	1,017	0,224
	1,115	0,204
	1,214	0,188
	1,312	0,174
	1,410	0,162
	1,509	0,151
	1,607	0,142
	1,705	0,134
	1,804	0,126
	1,902	0,120
	2,000	0,114
	2,099	0,109
	2,197	0,104
	2,295	0,099
	2,394	0,095
	2,492	0,092
	2,591	0,088
	2,689	0,085
TD	2,787	0,082
	2,845	0,079
	2,903	0,075
	2,961	0,073
	3,018	0,070
	3,076	0,067
	3,134	0,065
	3,192	0,062
	3,249	0,060
	3,307	0,059
	3,365	0,059
	3,423	0,059
	3,480	0,059
	3,538	0,059
	3,596	0,059
	3,654	0,059
	3,711	0,059
	3,769	0,059
	3,827	0,059
	3,885	0,059
	3,942	0,059
	4,000	0,059



Per il caso in esame la normativa consente di escludere dall'analisi gli effetti delle accelerazioni verticali. Il metodo su cui sono basate le analisi e le successive considerazioni è quello di analisi statica lineare.

L'analisi statica lineare consiste nell'applicazione di forze statiche equivalenti alle forze di inerzia indotte dall'azione sismica e può essere effettuata poiché la costruzione rispetta i seguenti requisiti specifici:

- il periodo del modo di vibrare principale nella direzione in esame ( $T_1$ ) non supera  $2,5 T_C$  o  $T_D$ ;
- la costruzione è regolare in altezza.

L'entità delle forze si ottiene dall'ordinata dello spettro di progetto corrispondente al periodo  $T_1$  e la loro distribuzione sulla struttura segue la forma del modo di vibrare principale nella direzione in esame, valutata in modo approssimato.

Per il sito in esame dai punti dello spettro di progetto riportato in precedenza, il valore della componente orizzontale risulta SLC:  $S(T_1) = 0,34 g$  imponendo l'ordinata dello spettro di progetto ricavata allo SLC.

La forza da applicare a ciascuna massa della costruzione è data dalla formula seguente:

$$F_i = F_h \cdot z_i \cdot W_i / \sum_j z_j W_j$$

dove:

$$F_h = S(T_1) \cdot W \cdot \lambda / g$$

$F_i$  è la forza da applicare alla massa  $i$ -esima;

$W_i$  e  $W_j$  sono i pesi, rispettivamente, della massa  $i$  e della massa  $j$ ;

$z_i$  e  $z_j$  sono le quote, rispetto al piano di fondazione (v. § 3.2.3.1 NTC), delle masse  $i$  e  $j$ ;

$S_d(T_1)$  è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto;

$W$  è il peso complessivo della costruzione;

$\lambda$  è un coefficiente qui assunto pari ad 1;

$g$  è l'accelerazione di gravità.

La massa da considerarsi nel progetto sismico risulta:

$$W = \sum G_{kj} + \sum \psi_{EI} Q_{ki}$$

$G_{kj}$  è il carico caratteristico e  $\psi_{EI} Q_{ki}$  è il probabile carico di servizio presente durante il terremoto.

$$\psi_{EI} = \varphi \psi_{2i}$$



---

$\psi$  vale 0.5 per tutti i piani escluso l'ultimo per cui vale 1.0.



## Tabella di sintesi delle azioni

In definitiva le azioni sull'opera, dedotte con le analisi precedenti, risultano in funzione della quota rispetto al livello del terreno:

quota	G1 + P [kN]	Mp [kNm]	Q1k [kN]	E [kN]	P [kN]
m	azione verticale	momento	azione orizzontale	azione orizzontale	azione orizzontale
2,70	119,12	0,0	0,00	104,11	0,0
2,61	2,74	0,0	3,20	7,34	0,0
2,43	2,74	0,0	3,20	6,83	0,0
2,25	2,74	0,0	3,20	6,33	0,0
2,07	2,74	0,0	3,20	5,82	0,0
1,89	2,74	0,0	3,20	5,32	0,0
1,71	2,74	0,0	3,20	4,81	0,0
1,53	2,74	0,0	3,20	4,30	0,0
1,35	2,74	0,0	3,20	3,80	0,0
1,17	2,74	0,0	3,20	3,29	0,0
0,99	2,74	0,0	3,20	2,78	0,0
0,81	2,74	0,0	3,20	2,28	0,0
0,63	2,74	0,0	3,20	1,77	0,0
0,45	2,74	0,0	3,20	1,27	0,0
0,27	2,74	0,0	3,20	0,76	0,0
0,09	596,14	0,0	3,20	51,28	0,0



## 5) SOLLECITAZIONI

Si riportano i valori delle massime azioni alla base di progetto.

– Combinazione fondamentale, impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

### SLU

quota	N (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	T (kN)	Mmax (kNm)
m	negativo = compressione				(comb. Mx ed My)
2,70	-154,86	0,00	0,00	0,00	0,00
2,61	-158,42	0,00	0,00	4,80	0,00
2,43	-161,98	0,86	0,00	9,60	0,86
2,25	-165,53	2,59	0,00	14,40	2,59
2,07	-169,09	5,18	0,00	19,20	5,18
1,89	-172,65	8,64	0,00	24,00	8,64
1,71	-176,21	12,96	0,00	28,80	12,96
1,53	-179,77	18,15	0,00	33,60	18,15
1,35	-183,32	24,19	0,00	38,40	24,19
1,17	-186,88	31,11	0,00	43,20	31,11
0,99	-190,44	38,88	0,00	48,00	38,88
0,81	-194,00	47,52	0,00	52,81	47,52
0,63	-197,56	57,03	0,00	57,61	57,03
0,45	-201,12	67,40	0,00	62,41	67,40
0,27	-204,67	78,63	0,00	67,21	78,63
0,09	-979,66	90,73	0,00	72,01	90,73

momenti alla base	kNm
Mx	97,21
My	0,00
Mtot	97,21



– Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:  
E + G<sub>1</sub> + P

**SISMA**

quota	N (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	T (kN)	Mmax (kNm)
m	negativo = compressione				(comb. Mx ed My)
2,7	-119,12	0,00	0,00	104,11	0,00
2,61	-121,86	9,37	0,00	111,45	9,37
2,43	-124,60	29,43	0,00	118,29	29,43
2,25	-127,33	50,72	0,00	124,61	50,72
2,07	-130,07	73,15	0,00	130,44	73,15
1,89	-132,81	96,63	0,00	135,75	96,63
1,71	-135,55	121,07	0,00	140,56	121,07
1,53	-138,28	146,37	0,00	144,87	146,37
1,35	-141,02	172,44	0,00	148,66	172,44
1,17	-143,76	199,20	0,00	151,95	199,20
0,99	-146,49	226,55	0,00	154,74	226,55
0,81	-149,23	254,41	0,00	157,02	254,41
0,63	-151,97	282,67	0,00	158,79	282,67
0,45	-154,70	311,25	0,00	160,05	311,25
0,27	-157,44	340,06	0,00	160,81	340,06
0,09	-753,59	369,01	0,00	212,09	369,01

momenti alla base	kNm
Mx	388,10
My	0,00
Mtot	388,10



## 6) VERIFICHE GEOTECNICHE

Le verifiche sulla platea di posizionamento della cabina sono eseguite secondo l'Approccio 2 di cui alle NTC.

Per quanto alla determinazione delle sollecitazioni di progetto sul piano di posa, si fa riferimento alle sollecitazioni più gravose calcolate al paragrafo 5), che risultano:

Sforzo assiale (positivo=compressione)	9,99E+04	kg
Taglio x	32429,8	kg
Taglio y	32429,8	kg
Momento Mx	3,96E+06	kgcm
Momento My	3,96E+06	kgcm
Momento Mt	0	kgcm

### Caratteristiche del terreno

Descrizione	Strato 1	Strato 2	Strato 3	Strato 4
profondità assoluta terminale dello strato (cm)	50,00	350,00	400,00	2000,00
peso specifico del terreno (kg/mc)	1800,00	2400,00	2400,00	2400,00
coesione caratteristica drenata (kg/cm <sup>q</sup> )	0,00	1,00	1,00	1,00
angolo di attrito caratteristico (gradi)	30,00	30,00	30,00	30,00

### Caratteristiche della fondazione

Profondità di posa	80	cm
Larghezza in pianta (y)	250	cm
Lunghezza in pianta (x)	680	cm

coefficienti di forma	
sc	1,07
sq	1,07
sy	0,89

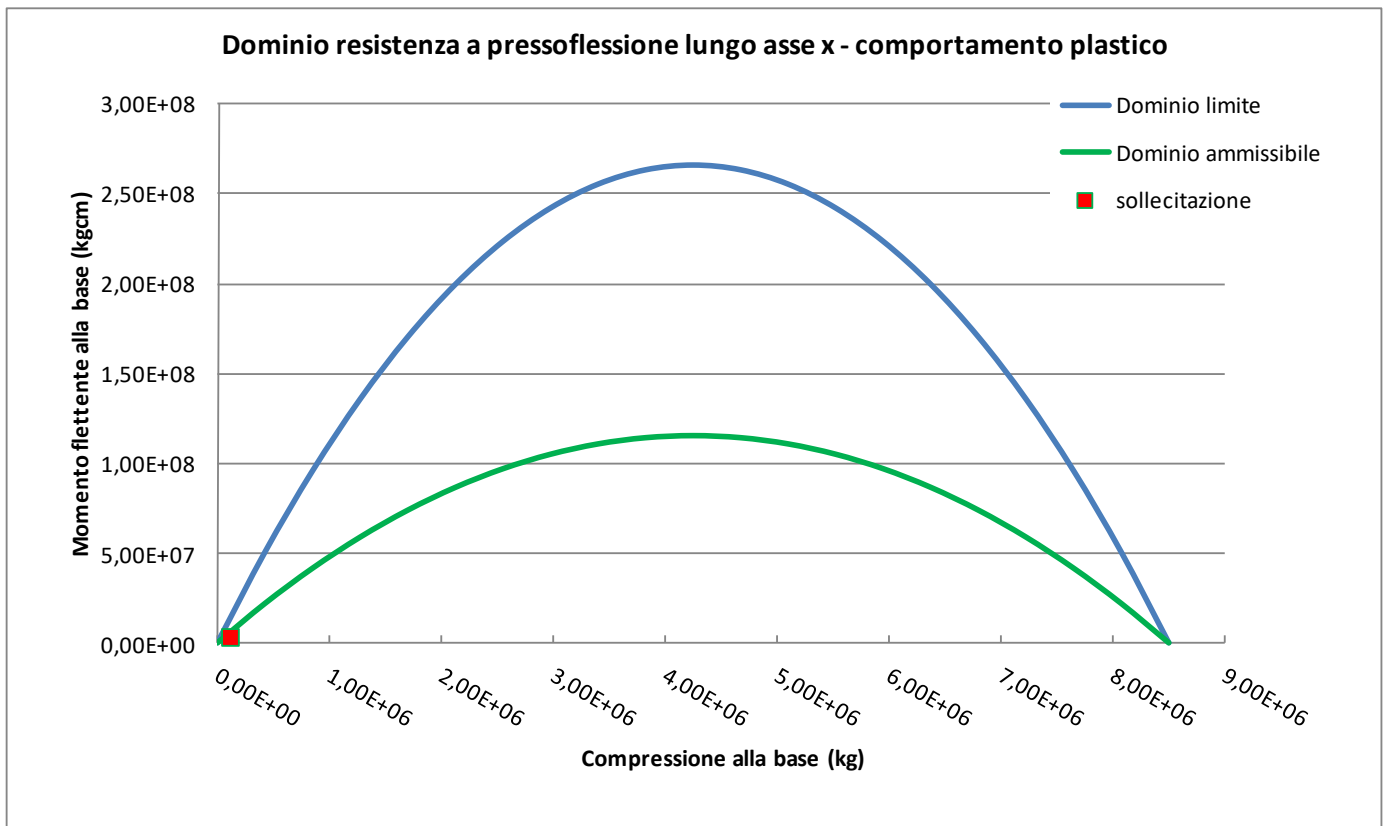
### Approccio di calcolo

Approccio 2	A1+M1+R3
Coefficienti di sicurezza	M1
$\gamma_{\phi'}$	1
$\gamma_{c'}$	1
Coefficienti di sicurezza	R3
portanza $\gamma_R$	2,3
scorrimento $\gamma_R$	1,1



## Risultati verifica

Forza ammissibile a compressione Fa (kg)	3693728,67 > 99863,46	La verifica è soddisfatta
Taglio resistente di progetto TRd (kg)	206960,18 > 45862,7	La verifica è soddisfatta
Momento ammissibile MRd <sub>x</sub> al piano di posa (kgcm)	5155993,634 > 3956126,29	La verifica è soddisfatta
Momento ammissibile MRd <sub>y</sub> al piano di posa (kgcm)	14024302,69 > 3956126,29	La verifica è soddisfatta







## 7) CONCLUSIONI

Nell'analisi qui eseguita considerando le sollecitazioni generate nella struttura dovute all'applicazione delle azioni desunte dalla normativa vigente e, ove più gravose, dalla specifica Enel DG 2092.

Si è verificato che anche nelle condizioni più estreme che possono essere considerate il sistema manufatto-terreno è in grado di supportare in sicurezza i carichi di progetto.

Può concludersi che tutte le verifiche richieste sono soddisfatte dalla struttura con un adeguato margine di sicurezza.