



PROGETTO DI COSTRUZIONE ED ESERCIZIO DI UN
IMPIANTO FOTOVOLTAICO DELLA POTENZA DI 10,548
MW_P DA REALIZZARSI NEL COMUNE DI PISCINAS (SU),
CON LE RELATIVE OPERE DI CONNESSIONE ELETTRICHE
DENOMINATO "IS MATTAS"

CALCOLO PRELIMINARE DELLE
STRUTTURE

Rev. 0.0

Data: 09 MAGGIO 2022

PV020-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

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 | 19 |
| 5) SOLLECITAZIONI | 20 |
| 6) VERIFICHE GEOTECNICHE..... | 22 |
| 7) CONCLUSIONI | 24 |



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 Piscinas (SU).

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 ⁽¹⁾. 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 inferiore a 4 mm, successivamente protetta. Il pavimento sarà dimensionato per sopportare i carichi previsti dall'omologazione Enel DG 2092 (500 daN/kg).

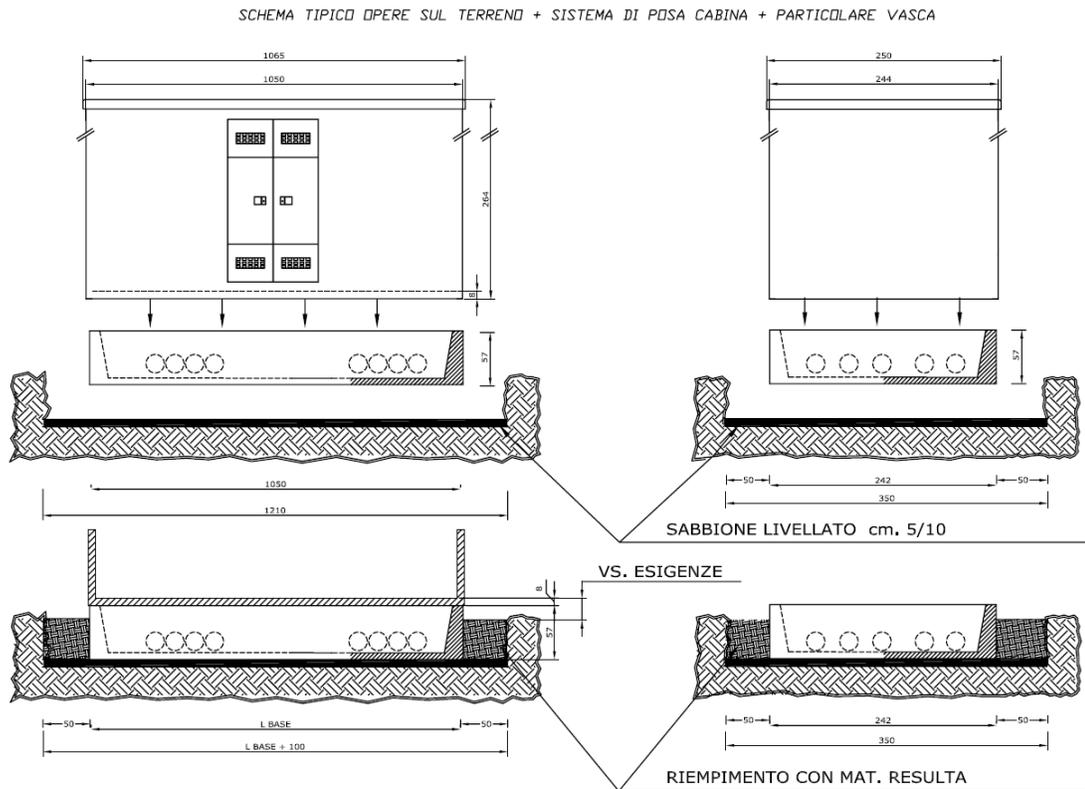
¹ L'attestato di qualificazione del sistema organizzativo dello stabilimento e del processo produttivo, rilasciato dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici – Servizio Centrale per la produzione in serie dichiarata dei manufatti prefabbricati in c.a., in base al D.M. 14.01.2008, dal 1° gennaio 2008,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



Sul pavimento saranno predisposte apposite finestre 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_V -> azione del vento sulla struttura

Q_N -> azione della neve sulla struttura

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

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

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

γ_{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 (G₁)

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_v)

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/m², 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 ρ = densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1.25 Kg/m³ (§§ 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_N)

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/m², 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).

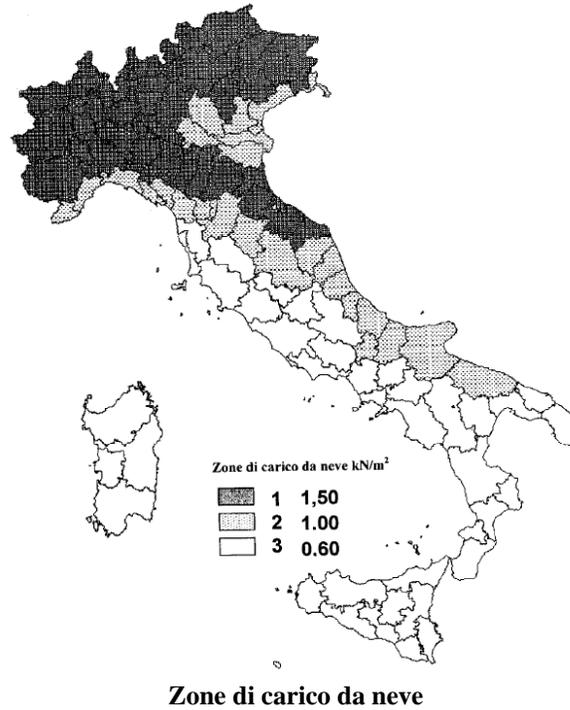
Il carico della neve specifico del sito viene calcolato tramite la seguente relazione:

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

- q_s é il carico della neve sulla copertura;
- μ_i é il coefficiente di forma della copertura;
- q_{sk} é 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 | $0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$ | $30^\circ < \alpha < 60^\circ$ | $\alpha \geq 60^\circ$ |
|-----------------------|-------------------------------------|--------------------------------------|------------------------|
| μ_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 $q_s=480$ daN/m², si utilizzerà nei calcoli un carico neve pari a 480 daN/m² 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.

| Stati Limite | P_{VR}: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R | |
|---------------------------|--|-----|
| 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 η 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)

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

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

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

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

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;

λ 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.

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

ψ 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 + G₁ + 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 ^q) | 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 |

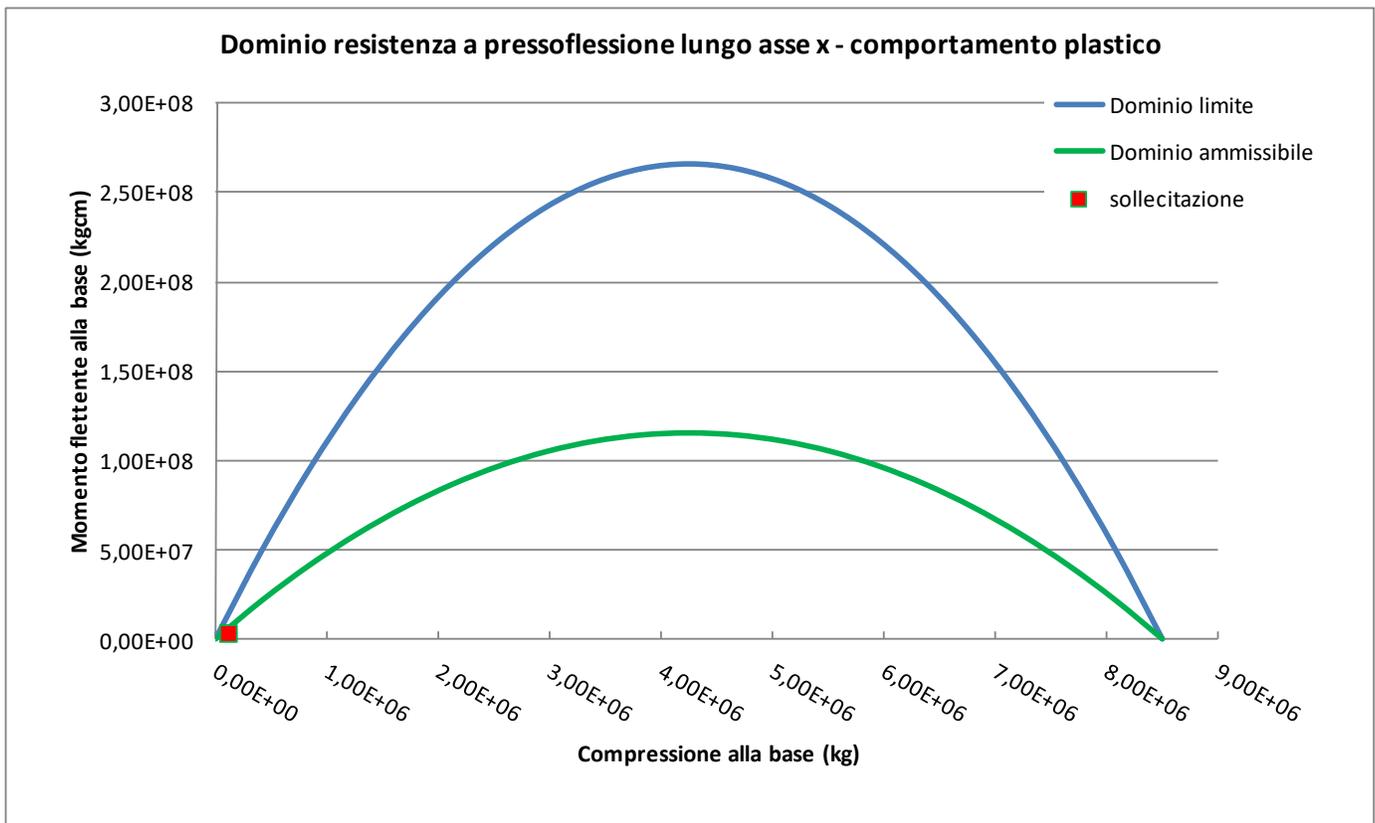
Approccio di calcolo

| | |
|---------------------------|----------|
| Approccio 2 | A1+M1+R3 |
| Coefficienti di sicurezza | M1 |
| $\gamma_{\phi'}$ | 1 |
| $\gamma_{c'}$ | 1 |
| Coefficienti di sicurezza | R3 |
| portanza γ_R | 2,3 |
| scorrimento γ_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 _x al piano di posa (kgcm) | 5155993,634 > 3956126,29 | La verifica è soddisfatta |
| Momento ammissibile MRd _y 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.