

Regione Puglia 	Comune di Apricena 	Provincia di Foggia 
---	---	--

APRICENA 02
 PROGETTO DI IMPIANTO FOTOVOLTAICO
 DELLA POTENZA DI 25.67 MWp
 CON ANNESSO IMPIANTO DI ACCUMULO ENERGETICO
 DELLA POTENZA DI 50 MW
 CON CAPACITA' ENERGETICA DI 100 MWh

Whysol – E Sviluppo srl
 Via Meravigli, 3
 20123 MILANO

MINERVA SRL Viale Virgilio, 113 74121 TARANTO	 Minerva srl cambiare le prospettive	I PROGETTISTI dott. ing. Fabio Cerino dott. ing. Giuseppe Pecorella dott. ing. Angelo Destratis	 ORDINE INGEGNERI PROVINCIA TARANTO Dott. Ing. CERINO Fabio n° 2048 Sezione A Settore: Civile Ambientale Industriale Informazione
--	---	---	---

--	--	--

Oggetto						
RELAZIONE PRELIMINARE DELLE STRUTTURE						
Redatto		Verificato		Approvato		Bozza Definitivo x
Fc		Fc		fc		
Rev.	Eseguito	Oggetto		Data	Bozza Definitivo Costruttivo AsBuilt	
01	fc					
					Tavola G	
					Codice	
					Scala	Data 11/12/2019
					Nome file: APR02_G	

INDICE

PREMESSA	3
ANALISI DEI CARICHI	3
VERIFICA DELLE STRUTTURE	5
MATERIALI	7
STRUTTURE	11

PREMESSA

La struttura meccanica è costituita da elementi verticali costituiti da profili $\Omega 101 \times 108 \times 40 \times 4 \text{ mm}$ infissi mediante battitura direttamente nel terreno. Detti elementi rappresentano al contempo sia i montanti verticali fuori terra che le fondazioni profonde.

Gli elementi orizzontali principali sono costituiti da tubolari $120 \times 120 \times 3 \text{ mm}$ che sono ancorati ai montanti $\Omega 101 \times 108 \times 40 \times 4 \text{ mm}$ mediante degli elementi pressopiegati speciali. Il tubolare $120 \times 120 \times 3 \text{ mm}$ rappresenta l'asse di rotazione della struttura.

Sull'orditura principale sono ancorati i profili $\Omega 34 \times 33 \times 24 \times 2 \text{ mm}$ che sorreggono i pannelli fotovoltaici mediante ancoranti meccanici.



La struttura di sostegno è stata verificata considerando una installazione nelle presenti condizioni di carico:

Vento = zona 3 che assimila le regioni Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)

Neve: zona 2 che assimila le province di Arezzo, Ascoli Piceno, Bari, Campobasso, Chieti, Ferrara, Firenze, Foggia, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona

Per quanto attiene i carichi sismici vista la leggerezza complessiva della struttura e l'altezza totale ridotta si è assunto di non considerarli anche perché la verifica è stata condotta per l'installazione in aree con $g < 0,075$.

ANALISI DEI CARICHI

L'analisi dei carichi e le verifiche strutturali vengono effettuati in base al D.M. 14/01/2008 - NTC 2008 con le condizioni di carico più gravose per ciascuna verifica condotta.

VENTO

- Impianto PV in zona 3 Puglia
- Classe di rugosità D si assume che l'area sia priva di ostacoli

- Categoria di esposizione II dalla combinazione delle precedenti
- $z = 2 \text{ m}$ altezza massima della "tavola"
- $k_r = 0.19 z_0 = 0.05 z_{\min} = 4 \text{ m}$ in funzione della cat. di esposizione
- $a_0 = 500 \text{ m}$, $v_{b,0} = 27 \text{ m/s}$ in funzione della zona di riferimento
- $a_s \leq a_0$ altitudine del sito (si assume 73 m s.l.m.)
- $k_a = 0.020$ in funzione della Zona
- $v_b = v_{b,0}$ per $a_s \leq a_0$ velocità di riferimento (D.M. 14/01/08)
- $v_b = v_{b,0} + k_a(a_s - a_0)$ per $a_s > a_0$ velocità di riferimento (D.M. 14/01/08)
- $v_b = 27 \text{ m/s}$

Per il calcolo di v_b si tiene conto del periodo di ritorno $T_R=20$ anni, come richiamato al punto C3.3.2 della Circolare esplicativa n°617 del 02/02/2009, mediante la seguente espressione:

$$v_b(T_R) = \alpha_R v_b$$

Dove:

- α_R è un coefficiente che ha la seguente espressione:

$$\alpha_R = 0,75 \sqrt{1 - 0,20 \cdot \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_R} \right) \right]} = 0,75 \sqrt{1 - 0,20 \cdot \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{20} \right) \right]} = 0,947$$

- v_b è la velocità di riferimento del vento associata a un periodo di ritorno di 50 anni;

- $q_{\text{ref}} = \frac{1}{2} \rho (v_b)^2 = 409 \text{ N/m}^2$ equivale a 40.9 kg/m^2 pressione cinetica di riferimento
- $c_e = c_e(z_{\min}) = 1.8$ coefficiente di esposizione per $z < z_{\min}$
- $c_e = k_r^2 \times c_t \times \ln z/z_0 [7 + c_t \times \ln z/z_0]$ coefficiente di esposizione per $z \geq z_{\min}$
- $c_t = 1$ coefficiente di topografia
- $c_d = 1$ coefficiente dinamico
- $c_p = 0.8$ coefficiente di forma
- $p = q_{\text{ref}} \times c_e \times c_d \times c_p = 65,6 \text{ kg/m}^2$ Pressione del vento sulla tavola

In assenza di prove in galleria del vento, il coefficiente di forma è stato valutato sulla scorta delle indicazioni dettate dal DM 14/09/2005 al paragrafo 3.3.7.1.

La centrale fotovoltaica, dal punto di vista delle azioni del vento, è riconducibile al caso di "coperture multiple di edifici", visto che le tavole ospitanti i pannelli rappresentano una serie di elementi identici e contigui (alla stregua delle coperture a shed). In merito, il decreto stabilisce che la prima superficie investita direttamente dal vento debba superare le classiche verifiche prescritte per una qualunque copertura; per le altre superfici "interne" alla centrale fotovoltaica, meno esposte al vento, ragionevolmente è prevista una riduzione della sollecitazione del 25%.

In prima istanza ed in via cautelativa, nonostante l'inclinazione della prima tavola fotovoltaica sopravvento sia intorno a 30° , si assume per il coefficiente di forma un valore pari a 0.8.

In merito alla azione tangente del vento (paragrafo 3.3.8 del DM 14/09/2005), in via cautelativa si assume pari a 0.02 il coefficiente d'attrito c_f , nonostante la superficie dei moduli presenti una natura

liscia e regolare.

Pertanto, l'azione tangente del vento è pari a $65,6 \times 0,02 = 1,31 \text{ kg/m}^2$

NEVE

- Impianto PV in zona 2 Puglia / Bari
 - $as = 73 \text{ m.s.l.m.}$ altitudine del sito
 - copertura a una falda, $0^\circ < \alpha < 45^\circ$ inclinazione della tavola fotovoltaica
 - $\mu_i = 0,40 (45^\circ)$ e $\mu_i \text{ max} = 0,8$ coefficienti di forma della copertura
 - $q_{sk} = 100$ valore di riferimento del carico al suolo
- (per $as > 200\text{m}$)
- $q_s 0^\circ = \mu_i \times q_{sk} \times CE \times Ct = 0,8 \times 100 \times 0,9 = 0,72 \text{ kN/m}^2$

Avendo considerato $CE = 0,9$ per aree pianeggianti non ostruite senza costruzioni o alberi più alti e $Ct = 1$.

CARICHI PERMANENTI

I carichi permanenti in gioco sono il peso proprio della struttura di sostegno ed il peso dei moduli fotovoltaici, che complessivamente ammontano a circa 20 kg/m^2 .

CARICHI SISMICI

I carichi sismici in gioco sono limitati vista la leggerezza complessiva della struttura e l'altezza totale ridotta.

VERIFICA DELLE STRUTTURE

Dalla analisi qualitativa dei fenomeni strutturali che interessano la centrale fotovoltaica in questione, emerge che le sollecitazioni di carico destinate dal vento generano situazioni diverse a seconda della direzione di provenienza del vento stesso.

I carichi sismici e l'azione tangente del vento determinano sollecitazioni poco significative.

I profili orizzontali (arcarecci) ai quali sono fissati i moduli fotovoltaici e quelli obliqui dove sono a loro volta collegati gli arcarecci, sono sollecitati prevalentemente a flessione; tutti gli altri si comportano come aste reticolari, soggette a sforzo normale di compressione o trazione.

Non è necessario condurre verifiche di deformabilità sugli elementi strutturali, in quanto tutti i moduli fotovoltaici sono distanziati fra loro con un giunto di 2 cm .

Si ricorda che le verifiche all'azione del vento verranno effettuate sulle tavole ubicate nelle zone perimetrali della centrale fotovoltaica, le più esposte alle correnti d'aria: le tavole interne subiranno sollecitazioni mediamente inferiori del 25%.

PRESCRIZIONI NUOVE NTC

Le nuove norme tecniche per le costruzioni introdotte dal D.M. 14 Gennaio 2008 (di seguito NTC - 08) hanno ridefinito i principi per il progetto, l'esecuzione e il collaudo delle costruzioni. Di seguito si procede ad una sommaria descrizione dei nuovi criteri adottati nel caso in esame:

Combinazione delle azioni

le azioni applicate (carichi permanenti strutturali e non, carichi variabili dovuti a vento e neve) vengono considerate agenti secondo la più gravosa tra le possibili combinazioni fondamentali agli stati limite ultimi di cui al par. 2.5.3 NTC - 08 (combinazione 2.5.1).

VERIFICHE DI RESISTENZA DI ELEMENTI SOTTOPOSTI A FLESSIONE

la normativa prevede che si debba verificare che il valore del momento flettente di progetto (M_{Ed}) in corrispondenza di ciascuna sezione trasversale soddisfi la seguente relazione:

$$M_{Ed} \leq M_{c,Rd}$$

dove $M_{c,Rd}$ rappresenta il momento flettente resistente di progetto, determinato in funzione della classe della sezione:

$$M_{c,Rd} = W_{pl,Rd} = W_{pl} f_{yk} / \gamma_{M0} \text{ (per sezioni di classe 1 e 2)}$$

con:

- W_{pl} modulo di resistenza plastico
- f_{yk} tensione di snervamento del materiale
- γ_{M0} coefficiente di sicurezza

VERIFICHE DI RESISTENZA DI ELEMENTI SOTTOPOSTI A COMPRESSIONE

Per quanto riguarda la verifica di resistenza dovrà essere verificata la seguente relazione:

$$N_{Ed} \leq N_{c,Rd}$$

dove $N_{c,Rd}$ è definito da:

$$A f_{yk} / \gamma_{M0} \text{ (per sezioni di classe 1, 2, 3)}$$

per quanto riguarda la verifica di stabilità invece, dovrà essere:

$$N_{Ed} \leq N_{b,Rd}$$

dove $N_{b,Rd}$ è definito da:

$$c A f_{yk} / \gamma_{M1} \text{ (per sezioni trasversali di classe 1, 2, 3)}$$

con:

- A è l'area nominale della sezione
- f_{yk} è la tensione di snervamento del materiale
- γ_{M1} è il coefficiente parziale di sicurezza del materiale
- c è il coefficiente di riduzione del valore portante a seconda della modalità di instabilità pertinente

VERIFICHE DI RESISTENZA DI ELEMENTI SOTTOPOSTI A PRESSOFLESSIONE

Per le sezioni ad I o ad H di classe 1 e 2 doppiamente simmetriche, soggette a presso o tensoflessione

nel piano dell' anima, la corrispondente resistenza convenzionale di calcolo a flessione retta può essere valutata come:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1-n) / (1- 0,5 a) < M_{pl,y,Rd}.$$

Per le sezioni ad I o ad H di classe 1 e 2 doppiamente simmetriche, soggette a presso o tenso flessione nel piano delle ali, la corrispondente resistenza convenzionale di calcolo a flessione retta può essere valutata come:

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \text{ per } n < a$$

essendo $M_{pl,y,Rd}$ il momento resistente plastico a flessione semplice nel piano dell'anima, $M_{pl,z,Rd}$ il momento resistente plastico a flessione semplice nel piano delle ali, e posto:

$$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd}$$

$$a = (A - 2 b t_f) / A \leq 0,5$$

dove:

A è l'area lorda della sezione,

b è la larghezza delle ali,

t_f è lo spessore delle ali.

Per sezioni generiche di classe 1 e 2 la verifica si conduce controllando che il momento di progetto sia minore del momento plastico di progetto, ridotto per effetto dello sforzo normale di progetto, $M_{N,y,Rd}$.

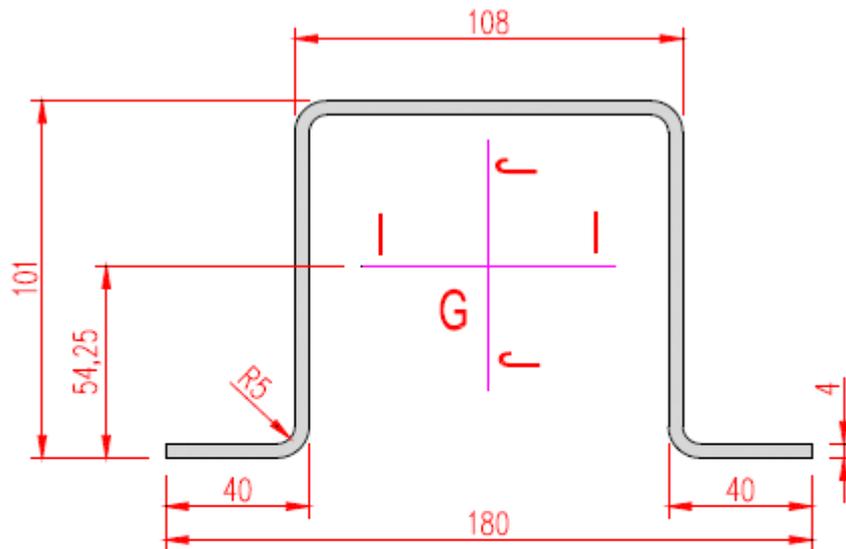
MATERIALI

Di seguito si riportano sia le caratteristiche geometriche che inerziali degli elementi, che la classificazione delle sezioni di tutte le parti che compongono la struttura.

Per il calcolo delle caratteristiche geometriche e inerziali ci siamo avvalsi di Autocad, mentre per la classificazione delle sezioni abbiamo realizzato un semplice foglio excel in base alle prescrizioni riportate in tabella 5.2 dell'Eutocodice 3 UNI EN 1993-1-1 aggiornata al 2005.

Palo di fondazione

Palo di Fondazione – $\Omega 101 \times 108 \times 40 \times 4$

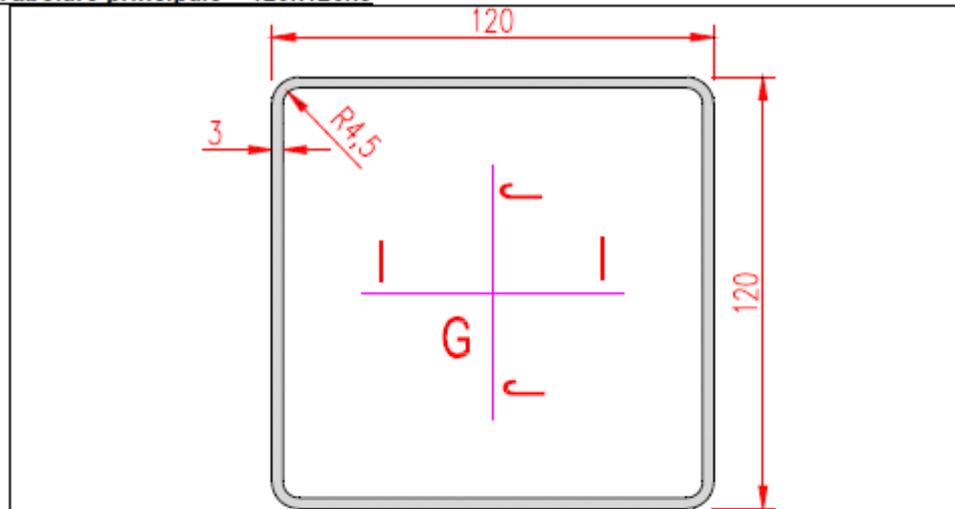


Caratteristiche Inerziali (dimensioni in mm)

Area: 1447.9292
Perimetro: 731.9646
Casella di delimitazione: X: -90.0000 -- 90.0000
Y: -54.2516 -- 46.7484
Baricentro: X: 0.0000
Y: 0.0000
Momenti di inerzia: X: 2166290.3359
Y: 3913384.5131
Prodotti di inerzia: XY: 0.0000
Raggi di girazione: X: 38.6798
Y: 51.9879
Momenti principali e direzione X-Y rispetto al baricentro:
I: 2166290.3359 lungo [1.0000 0.0000]
J: 3913384.5131 lungo [0.0000 1.0000]

Tubolare principale

Tubolare principale – 120x120x3



Caratteristiche Inerziali (dimensioni in mm)

Area: 1373.0973

Perimetro: 915.3982

Casella di delimitazione: X: -60.0000 -- 60.0000

Y: -60.0000 -- 60.0000

Baricentro: X: 0.0000

Y: 0.0000

Momenti di inerzia: X: 3095495.0176

Y: 3095495.0176

Prodotti di inerzia: XY: 0.0000

Raggi di girazione: X: 47.4804

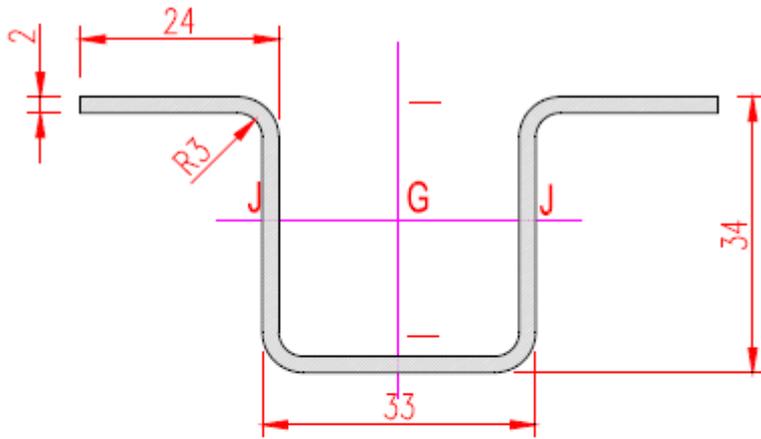
Y: 47.4804

Momenti principali e direzione X-Y rispetto al baricentro:

I: 3095495.0176 lungo [0.0001 1.0000]

J: 3095495.0176 lungo [-1.0000 0.0001]

Elementi di supporto pannelli centrali – $\Omega 34 \times 33 \times 24 \times 2$ mm



Caratteristiche Inerziali (dimensioni in mm)

Area: 268.2021

Perimetro: 272.2021

Casella di delimitazione: X: -38.4838 -- 38.4838

Y: -18.7860 -- 15.2143

Baricentro: X: 0.0000

Y: 0.0000

Momenti di inerzia: X: 45811.1986

Y: 103493.1483

Prodotti di inerzia: XY: 0.0000

Raggi di girazione: X: 13.0694

Y: 19.6438

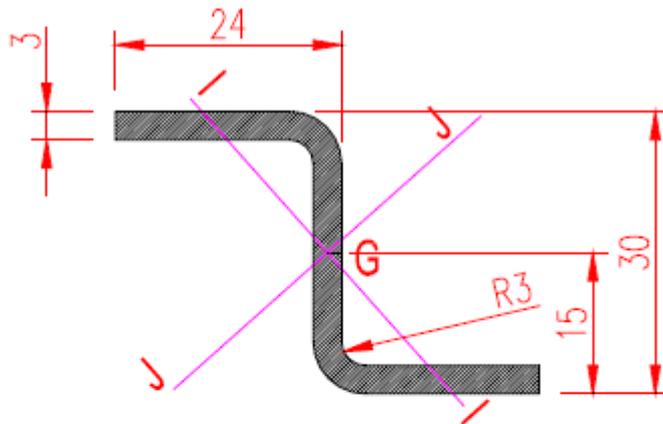
Momenti principali e direzione X-Y rispetto al baricentro:

I: 45811.1986 lungo [1.0000 0.0000]

J: 103493.1483 lungo [0.0000 1.0000]

Elementi di supporto pannelli laterali

Elementi di supporto pannelli laterali – Z30x24x3mm



Area: 205.5722
Perimetro: 143.0482
Casella di delimitazione: X: -22.5000 -- 22.5000
Y: -15.0000 -- 15.0000
Baricentro: X: 0.0000
Y: 0.0000
Momenti di inerzia: X: 27656.1184
Y: 22839.3569
Prodotti di inerzia: XY: -20517.2948
Raggi di girazione: X: 11.5988
Y: 10.5405
Momenti principali e direzione X-Y rispetto al baricentro:
I: 4589.5750 lungo [0.6646 -0.7472]
J: 45905.9003 lungo [0.7472 0.6646]

STRUTTURE

PALO DI FONDAZIONE $\Omega 101 \times 108 \times 40 \times 4$

Per il palo di fondazione si considerano soltanto le sollecitazioni per il Modello A, in quanto la configurazione maggiormente sollecitata a pressoflessione e a taglio.

Verifiche sezione - Pressoflessione

Modalità di verifica

La sezione viene individuata tramite:

- poligonali, caratterizzanti aree che descrivono sezioni piene o vuoti all'interno di esse;
- barre, caratterizzanti aree di materiali considerate concentrate in un punto.

Le leggi costitutive dei materiali sono determinate dall'utente.

Nella definizione delle azioni agenti sulla sezione è possibile definire se le azioni sono assegnate rispetto al sistema di riferimento baricentrico della sezione

in esame o se sono riferite al Sistema di Riferimento Globale dell'area di lavoro.

Le sezioni di C.A. analizzate alle T.A. vengono omogeneizzate con $n=15$ fissando un modulo elastico fittizio del cls $E_c=14.000$ MPa.

Le sezioni di C.A. analizzate allo S.L.U. sono calcolate determinando il moltiplicatore critico dello stato

di sollecitazione definito. La determinazione del moltiplicatore può avvenire per incremento di tutte le componenti di sollecitazione (N-Mx-My) o di solo due di esse (N-Mx, N-My oppure Mx-My).

Tensioni massime riscontrate S275_gm=1,05

Sezioni Tensione minima vertice 10 Condizione x = - 51.4 y = 98.4 - 261.9 [MPa]

Tensione massima vertice 24 Condizione x = 90.0 y = 0.0 261.9 [MPa]

Tensioni massime riscontrate

Tensioni massime riscontrate S275_gm=1,05

Sezioni Tensione minima vertice 10 Condizione x = - 51.4 y = 98.4 - 261.9 [MPa]

Tensione massima vertice 24 Condizione x = 90.0 y = 0.0 261.9 [MPa]

Tensioni massime riscontrate S275_gm=1,05

Sezioni Tensione minima vertice 10 Condizione 001 x = - 51.4 y = 98.4 - 261.9 [MPa]

Tensione massima vertice 24 Condizione 001 x = 90.0 y = 0.0 261.9 [MPa]

Verifiche sezione - Taglio

Modalità di verifica

Condizione di Carico 001

Vx - 1070.0 [N]

Vy - 2923.9 [N]

Momento d'inerzia rispetto all'asse neutro della flessione correlata J=4959920832246 [mm⁴]

La verifica risulta essere soddisfatta in quanto risulta:

$$\tau_{max} = 5,4 \text{ MPa} < \frac{f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_m} = \frac{275}{\sqrt{3} \cdot 1,05} = 151,2 \text{ MPa}$$

TUBOLARE PRINCIPALE 120X120X3MM

Per il tubolare 120x120x3mm si procede ad una verifica in campo elastico essendo il profilo in classe 3

Verifica a Pressoflessione – Modello A

La verifica risulta essere soddisfatta in quanto risulta:

$$\sigma_{max} = 136,3 \text{ MPa} < \frac{f_{yk}}{\gamma_m} = \frac{275}{1,05} = 261,9 \text{ MPa}$$

Verifica a Pressoflessione – Modello B

La verifica risulta essere soddisfatta in quanto risulta:

$$\sigma_{max} = 256,1 \text{ MPa} < \frac{f_{yk}}{\gamma_m} = \frac{275}{1,05} = 261,9 \text{ MPa}$$

Verifica a Taglio – Modello A

La verifica risulta essere soddisfatta in quanto risulta:

$$\tau_{max} = 15,7 \text{ MPa} < \frac{f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_m} = \frac{275}{\sqrt{3} \cdot 1,05} = 151,2 \text{ MPa}$$

Verifica a Taglio – Modello B

La verifica risulta essere soddisfatta in quanto risulta:

$$\tau_{max} = 13,5 \text{ MPa} < \frac{f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_m} = \frac{275}{\sqrt{3} \cdot 1,05} = 151,2 \text{ MPa}$$

ELEMENTO SECONDARIO $\Omega 34 \times 33 \times 24 \times 2 \text{ MM}$

Per l'elemento secondario $\Omega 34 \times 33 \times 24 \times 2 \text{ mm}$ si considerano soltanto le sollecitazioni per il Modello B, in quanto la configurazione maggiormente sollecitata a flessione retta e a taglio. Si considera la combinazione dove la neve è l'azione principale e il vento è quella secondaria.

Verifiche sezione – Flessione retta

Modalità di verifica

La sezione viene individuata tramite:

- poligonali, caratterizzanti aree che descrivono sezioni piene o vuoti all'interno di esse;
- barre, caratterizzanti aree di materiali considerate concentrate in un punto.

Le leggi costitutive dei materiali sono determinate dall'utente.

Nella definizione delle azioni agenti sulla sezione è possibile definire se le azioni sono assegnate rispetto al sistema di riferimento baricentrico della sezione in esame o se sono riferite al Sistema di Riferimento Globale dell'area di lavoro.

Verifiche condotte in campo elastico

La verifica risulta essere soddisfatta in quanto risulta:

$$\sigma_{max} = 232,7 \text{ MPa} < \frac{f_{yk}}{\gamma_m} = \frac{275}{1,05} = 261,9 \text{ MPa}$$

Verifiche sezione - Taglio

La verifica risulta essere soddisfatta in quanto risulta:

$$\tau_{max} = 9,9 \text{ MPa} < \frac{f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_m} = \frac{275}{\sqrt{3} \cdot 1,05} = 151,2 \text{ MPa}$$

ELEMENTO SECONDARIO $Z 30 \times 24 \times 3 \text{ MM}$

Per l'elemento secondario $Z 30 \times 24 \times 3 \text{ mm}$ si considerano soltanto le sollecitazioni per il Modello B, in quanto la configurazione maggiormente sollecitata a flessione retta e a taglio. Si considera la combinazione dove la neve è l'azione principale e il vento è quella secondaria.

Modalità di verifica

La sezione viene individuata tramite:

- poligonali, caratterizzanti aree che descrivono sezioni piene o vuoti all'interno di esse;
- barre, caratterizzanti aree di materiali considerate concentrate in un punto.

Le leggi costitutive dei materiali sono determinate dall'utente.

Nella definizione delle azioni agenti sulla sezione è possibile definire se le azioni sono assegnate rispetto al sistema di riferimento baricentrico della sezione in esame o se sono riferite al Sistema di Riferimento Globale dell'area di lavoro.

Verifiche sezione – Flessione retta

Verifiche condotte agli Stati Limite Ultimi

Tensioni massime riscontrate S275_gm=1,05

Sezioni Tensione minima vertice 22 Condizione x = 2.6 y = 19.8 - 261.9 [MPa]

Tensione massima vertice 10 Condizione x = 2.3 y = - 7.0 261.9 [MPa]

Tensioni massime riscontrate

Tensioni massime riscontrate S275_gm=1,05

Sezioni Tensione minima vertice 22 Condizione x = 2.6 y = 19.8 - 261.9 [MPa]

Tensione massima vertice 10 Condizione x = 2.3 y = - 7.0 261.9 [MPa]

Tensioni massime riscontrate S275_gm=1,05

Sezioni Tensione minima vertice 22 Condizione 001 x = 2.6 y = 19.8 - 261.9 [MPa]

Tensione massima vertice 10 Condizione 001 x = 2.3 y = - 7.0 261.9 [MPa]

Verifiche sezione - Taglio

La verifica risulta essere soddisfatta in quanto risulta:

$$\tau_{max} = 8,4 \text{ MPa} < \frac{f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_m} = \frac{275}{\sqrt{3} \cdot 1,05} = 151,2 \text{ MPa}$$

Strutture prefabbricate cabine

Le cabine prefabbricate sono realizzate ai sensi del D.m. 17 Gennaio 2018 "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" e s.m.i., prodotte in stabilimento con sistema di qualità certificato UNI EN ISO 9001:2015, con calcestruzzo in classe di resistenza minima C32/40 conforme alle prescrizioni dettate dalla norma UNI EN 206-1-2006 e UNI EN 11104-2004 per le classi di esposizione idonee, e armature in acciaio ad aderenza migliorata tipo B450C.

Carichi di progetto

I carichi di progetto considerati nel calcolo delle strutture sono quelli prescritti dal D.M. del 14/01/08 adottando criteri di calcolo per strutture spaziali monoliti. Il modello di calcolo è stato condotto agli elementi finiti, le pareti sono state considerate come elementi bidimensionali di tipo schell, ai quali

vengono applicati i carichi che schematizzano quelli realmente agenti sulla struttura e di seguito specificati:

Peso Proprio (par. 3.1.2 del DM 14.01.08); volume dell'elemento per il valore del peso specifico della tabella di definizione della relazione di calcolo; I monoblocchi con larghezza fissa di mm 2500 e altezza fissa di mm 2700 pesano circa 2700 Kg/m; i basamenti con larghezza fissa mm 2500 e altezza fissa di mmn 650 pesano circa 1500 Kg/ml. Le tipologie pannellari con dimensioni fuori standard hanno un peso che varia a seconda dello spessore dei pannelli che vengono progettati in funzione del sito di ubicazione e delle relative coordinate geografiche.

Carichi permanenti non strutturali (par. 3.1.3 del DM 14.01.08); sono i sovraccarichi fissi (non rimovibili e non strutturali) che agiscono sulla struttura come pavimento rivestimenti impermeabilizzazioni ecc.. Si considerano inoltre permanenti anche i carichi dovuti alle apparecchiature elettromeccaniche eventualmente presenti in cabina.

Neve (par. 3.1.3 del DM 14.01.08) azioni del carico di neve sulla copertura è quello delle specifiche Enel DG 10061, corrispondente ai seguenti parametri: altitudine 1000 m slm; macrozonazione zona I periodo di ritorno TR=500 anni; coefficiente di forma: $\mu=0,8$ (copertura piana), pari a $q_s=480$ dN/m² (detto valore è sicuramente a vantaggio di sicurezza);

Vento (par. 3. 3 del DM 14.01.08) L'azione del vento è stata considerata quella da specifica DG 10061 pari a $P_a=192$ dN/m² valore a favore della sicurezza;

Carico concentrato dovuto al peso del Trasformatore Carico di 6000 daN, distribuito su quattro appoggi (1500 da ciascuno) situati ai vertici di un quadrato di 1m di lato, che schematizza il sovraccarico del trasformatore;

Azioni sismiche (par. 3.2 del DM 14.01.08) Tali azioni vengono desunte mediante un'analisi statica lineare secondo quanto previsto al 7.3.3.2 del dm 14.01.2008. La cabina può essere: "monobox" costituito da pareti in cav tutte strettamente interconnesse e di dimensioni non rilevate e presenta in tutti i piani una notevole rigidità, ciò considerato, non ha senso l'applicazione di un'analisi modale per la determinazione delle azioni sismiche; "pannellare" costituita da pannelli in cav e/o cap tutte strettamente interconnesse di dimensioni variabili in funzione di specifiche esigenze e quindi viene effettuata un'analisi modale per la determinazione delle azioni sismiche. Comunque le azioni sismiche stesse si riferiscono al sito di installazione delle cabine e vengono ricavate a partire dalla stratigrafia del terreno indicato nella relazione geologica a cura del cliente;

Verifiche per le fasi transitorie: sollevamento Le strutture prefabbricate, oltre ad essere verificate per gli stati limiti ultimi e di esercizio, vanno anche verificate sotto le azioni che si generano durante le fasi transitorie, che ovviamente sono diverse da quelle che si generano sulla struttura stessa una volta in opera. I vincoli sulla struttura sono tali da schematizzare i golfari di sollevamento, mentre sono stati applicati sulla struttura i pesi propri ed i carichi permanenti. Resta inteso che il peso specifico dei materiali costituenti la struttura in fase transitoria è maggiore di quello in opera, in quanto si deve tener conto della maggiore presenza di acqua negli elementi che non hanno completato la maturazione definitiva nonché degli sforzi resistenti allo sforno. Nel caso di strutture di tipo pannellare, le suddette verifiche avvengono considerando i singoli pannelli che saranno montati in

loco secondo specifiche progettuali e di calcoli elaborati in funzione della struttura da realizzare.

Pareti

Le pareti sono realizzate in conglomerato cementizio vibrato, adeguatamente armate di spessore non inferiore a 10 cm. Il dimensionamento dell'armatura è quella prevista dal D.M. 14 gennaio 2008. Durante la fase di getto è possibile fissare un corrugato in materiale plastico, annegato nel calcestruzzo, per consentire il passaggio di cavi elettrici. Tale operazione consente di avere l'impianto luci della cabina completamente sottotraccia.

Pavimento

Il pavimento è calcolato per un carico uniformemente distribuito pari a 5 KN/mq (500 Kg/mq). Sul pavimento sono previste le aperture per il passaggio dei cavi posizionate secondo eventuali indicazioni del cliente. Oltre al carico uniformemente distribuito è stato calcolato un carico concentrato di 60 KN/mq (6000 Kg/mq).

Copertura

La copertura dei monoliti, è calcolata per un carico uniformemente distribuito, determinato secondo quanto previsto dal D.M. del 16.01.1996 e circolare ministeriale del 04.07.1996, è a corpo unico con il resto della struttura e garantisce un coefficiente medio di trasmissione del calore minore di $3,1 \text{ W/}^\circ\text{C m}^2$, inoltre è provvisto uno strato di guaina bituminosa armata di spessore non inferiore a 4 mm e, incrociata, un idoneo manto impermeabilizzante prefabbricato costituito da membrana bitume-polimero, armata in filo di poliestere e rivestita superiormente con ardesia con spessore 4 mm (escluso ardesia). Le coperture delle soluzioni pannellari vengono posizionate in sito adottando un sistema di fissaggio e di sigillatura atto a garantire l'impossibilità di infiltrazioni d'acqua.

Calcestruzzo classe Rck 500 kg/cm² per le strutture prefabbricate;

Acciaio da carpenteria metallica S275;

Bulloni e tirafondi classe 8.8;

Calcestruzzo classe Rck 250 kg/cm² per il getto in opera;

Acciaio in barre ad aderenza migliorata B450C;

Acciaio per rete elettrosaldata 8450A;

le caratteristiche meccaniche del terreno di fondazione destinato ad ospitare la cabina è realizzata mediante riporto artificiale. Poiché verranno realizzate fondazioni diretta su platea, la profondità del volume significativo di terreno è bassa, sicuramente contenuta all'interno dell'altezza del rilevato. Dunque il terreno di interesse per le verifiche geotecniche è quello di riporto. Si stimano cautelativamente per tale terreno le caratteristiche meccaniche medie indicate nella tabella.

Terreno di riporto (rilevato)	V [kg/mc]	Ci>' [°]	C'[kg/mq]	Cu[kg/mq]
	1800	27	0	

La fondazione su cui sarà poggiata la vasca di supporto della cabina sarà costituita da uno strato di livellamento di magro di cls dell'altezza di circa 10 cm e da una platea continua di CLS armato con rete elettrosaldata da 6 mm maglia 10 cm

Finiture Il prefabbricato

viene rifinito a perfetta regola d'arte sia internamente che esternamente. Le pareti interne ed il soffitto vengono trattati con pitture a base di resine sintetiche di colore bianco. Le pareti esterne vengono trattate con rivestimento murale plastico idrorepellente costituito da resine sintetiche pregiate, polvere di quarzo, ossidi coloranti ed additivi che garantiscano il perfetto ancoraggio sul manufatto, resistenza agli agenti atmosferici anche in ambiente industriale e marino, inalterabilità del colore alla luce solare e stabilità agli sbalzi di temperatura (-20°C + 60°C); colore definito dal committente in base alla scala RAL-F2.

Basamento d'appoggio

Basamento d'appoggio prefabbricato in c.a.v. con profondità cm 55 (appresso tipico cabina ENEL DG 2061 Ed. 7.1). Per le cabine di tipo pannellare il basamento viene realizzato con elementi prefabbricati modulari da montare in loco ma con caratteristiche equivalenti alle prescrizioni Enel. Per realizzazioni fuori standard, è possibile apportare delle variazioni in funzione di specifiche esigenze.

Pali illuminazione e telesorveglianza - recinzione

In funzione delle scelte progettuali e delle caratteristiche tecniche del materiale, di seguito riportate, sono state eseguite le verifiche della stabilità dei sostegni dei pali. In particolare, per i pali di sostegno conici e curvati in acciaio S235 JR – UNI 10025 (Fe 360B) a stelo curvo le caratteristiche sono:

- Diametro inferiore: 152,4 mm;
- Diametro superiore: 60 mm;
- Spessore medio: 4 mm;
- Altezza totale: 9.8 m;
- Altezza fuori terra: 9 m;
- Superficie palo f.t.: 3,70 m² ;
- Peso palo: 163 kg; -
- Carico unitario di resistenza a trazione: 3670 kg/cm² ;
- Carico unitario di snervamento: 2396 kg/cm² ;

Per l'apparecchio illuminante le caratteristiche sono:

- Armatura stradale in termoplastico stampato ad iniezione;
- Grado di protezione: IP65;
- Grado di protezione meccanica: IK08; -
- Superficie esposta (a vantaggio della sicurezza): 0,23 m² ; - Peso: 11,5 kg.

- Dimensione del Plinto: 1,25+1.25*1.25 (m)

Le forze sollecitanti la recinzione sono principalmente le azioni dovute al vento, poiché le eventuali azioni sismiche, viste le piccole masse in gioco, sono sempre di entità inferiore.

Il vento esercita sulla struttura azioni che variano nel tempo provocando, in generale, effetti dinamici. Convenzionalmente il calcolo viene effettuato riconducendo tali azioni a quelle statiche equivalenti. Le azioni statiche del vento si traducono in pressioni e depressioni agenti normalmente alle superfici, sia esterne che interne, degli elementi che compongono la struttura. L'azione del vento sul singolo elemento viene determinata considerando la combinazione più gravosa della pressione agente sulla superficie esterna e della pressione agente sulla superficie interna dell'elemento.

L'azione esercitata dal vento sulla struttura è data dalla risultante delle azioni sui singoli elementi, considerando di regola, come direzione del vento, quella corrispondente ad uno degli assi principali della pianta della struttura.

La pressione del vento, quindi, per unità di superficie ortogonale è data dall'espressione:

$$p = q_{ref} c_{e,c} c_d$$

dove:

q_{ref} è la pressione cinetica di riferimento

c_e è il coefficiente di esposizione ;

c_p è il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento;

c_d è il coefficiente dinamico con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali.

Nella fase di calcolo del carico orizzontale associato alla forza vento, si considerano le seguenti condizioni:

valore della $q_{ref} = 0.625 \cdot V_{ref}^2 = 45,5 \text{ Kg/mq}$;

valore della $V_{ref} = V_{ref,0}$ pari a 27 m/s

appartenenza della Puglia nella zona di classificazione 3;

appartenenza del comune di Apricena in una zona situata entro i 30 Km dalla costa, dettati dalle norme affinché sia indipendente dall'altitudine del sito;

l'altezza massima dell'opera oggetto di intervento rispetto al piano stradale pari a 9,00 m.

una classe di rugosità del terreno pari a D che determina la categoria II di esposizione del sito, con $K_r=0,19$, $z_0=0,05 \text{ m}$ e $z_{min}=4 \text{ m}$;

un valore del coefficiente topografico pari a $c_t = 1$;

un valore del coefficiente di esposizione pari a $c_e(z) = 2.29$

$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) \cdot [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)]$ per $z > z_{min}$

$c_e(z) = c_e(z_{min})$ per $z < z_{min}$

un valore del coefficiente dinamico pari a $c_d = 1$;

un valore del coefficiente di forma per strutture pari a $c_p = 1,2$ (considerando due facce + e -);

quindi, in definitiva la pressione del vento agente sul palo sarà pari a:

$$p = q_{ref} \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 125 \text{ Kg/m}^2$$

a cui corrisponde, per ciascun palo, la seguente forza totale:

$$\text{superficie} = 0,15 \cdot 9,00 = 1,35 \text{ mq}$$

$$F = 125 \cdot 1,35 = 168,8 \text{ Kg}$$

Al fine di garantire una successiva verifica al ribaltamento si è dimensionata una fondazione in cls armato avente una base di m 1.25 x m 1.25 x m 1.25.

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Il momento ribaltante MR è dato dalla somma del momento alla base del palo e da quello dell'azione tagliante riportato al piede del plinto stesso; mentre il momento stabilizzante MS dovuto al peso proprio del plinto, al peso del rinterro e del palo, per cui si calcola il coefficiente di sicurezza $s = MS/MR > 1,50$, in tal modo si ha garanzia di stabilità anche nel caso in cui le sollecitazioni reali dovessero superare quelle di progetto.

$$MR = F_x(H/2 + H_p) = 970,5 \text{ kgm}$$

$$MS = P_{plinto} \cdot B/2 + P_{palo} \cdot B/2 = 3151,75125 \text{ kgm}$$

$MS > 1,5 \cdot MR$ e quindi la verifica è soddisfatta.

VERIFICA DELLA COMPRESSIONE SUL TERRENO

$$\sigma_x = P/A + (M_x + T \cdot h_{plinto})/W_x = 0,48 \text{ kg/cm}^2 < 0,60 \text{ kg/cm}^2$$

Pali recinzione

- Diametro inferiore: 40 mm;
- Diametro superiore: 40 mm;
- Spessore medio: 2 mm;
- Altezza totale: 2.3 m;
- Altezza fuori terra: 2 m;
- Peso palo: 163 kg; -
- Carico unitario di resistenza a trazione: 3670 kg/cm² ;
- Carico unitario di snervamento: 2396 kg/cm² ;
- Dimensione del Plinto: 0.3*0.3*0.3 (m)

Per la verifica in questione $c_e(z) = c_e(z_0) = 1.8$

un valore del coefficiente dinamico pari a $c_d = 1$;

un valore del coefficiente di forma per strutture pari a $c_p = 0.8$ (considerando una sola esposizione a causa della protezione posteriore della siepe);

quindi, in definitiva la pressione del vento agente sui paletti sarà pari a:

$$p = q_{ref} \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 65.2 \text{ Kg/m}^2$$

a cui corrisponde, per ciascun palo, la seguente forza totale:

$$\text{superficie} = 0.04 \cdot 2.00 = 0.08 \text{ mq}$$

$$F = 65.2 \cdot 0.08 = 5.24 \text{ Kg}$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Il momento ribaltante MR è dato dalla somma del momento alla base del palo e da quello dell'azione tagliante riportato al piede del plinto stesso; mentre il momento stabilizzante MS dovuto al peso proprio del plinto, al peso del rinterro e del palo, per cui si calcola il coefficiente di sicurezza $s = MS/MR > 1.50$, in tal modo si ha garanzia di stabilità anche nel caso in cui le sollecitazioni reali dovessero superare quelle di progetto.

$$MR = F_x(H/2 + H_p) = 6.81 \text{ kgm}$$

$$MS = P_{plinto} \cdot B/2 + P_{palo} \cdot B/2 = 10.99 \text{ kgm}$$

$MS > 1.5 \cdot Mr$ e quindi la verifica è soddisfatta.

VERIFICA DELLA COMPRESSIONE SUL TERRENO

$$\sigma_x = P/A + (M_x + T \cdot h_{plinto})/W_x = 0.16 \text{ kg/cm}^2 < 0.60 \text{ kg/cm}^2$$

Montanti cancello

- Diametro inferiore: 150 mm;
- Diametro superiore: 150 mm;
- Spessore medio: 4 mm;
- Altezza totale: 2.5 m;
- Altezza fuori terra: 2 m;
- Peso palo: 163 kg; -
- Carico unitario di resistenza a trazione: 3670 kg/cm² ;
- Carico unitario di snervamento: 2396 kg/cm² ;
- Dimensione del Plinto: 0.6*0.6*0.6 (m)

Per la verifica in questione $c_e(z) = c_e(z_0) = 1.8$

un valore del coefficiente dinamico pari a $c_d = 1$;

un valore del coefficiente di forma per strutture pari a $c_p = 1.2$ (considerando due facce + e -);

quindi, in definitiva la pressione del vento agente sui paletti sarà pari a:

$$p = q_{ref} \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 98.3 \text{ Kg/m}^2$$

a cui corrisponde, per ciascun palo, la seguente forza totale:

$$\text{superficie} = 0,15 \cdot 2,00 = 0.3 \text{ mq}$$

$$F = 98.3 \cdot 0.3 = 29.48 \text{ Kg}$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Il momento ribaltante MR è dato dalla somma del momento alla base del palo e da quello dell'azione tagliante riportato al piede del plinto stesso; mentre il momento stabilizzante MS dovuto al peso proprio del plinto, al peso del rinterro e del palo, per cui si calcola il coefficiente di sicurezza $s = MS/MR > 1.50$, in tal modo si ha garanzia di stabilità anche nel caso in cui le sollecitazioni reali dovessero superare quelle di progetto.

$$MR = F_x(H/2 + H_p) = 44.2 \text{ kgm}$$

$$MS = P_{plinto} \cdot B/2 + P_{palo} \cdot B/2 = 91.88 \text{ kgm}$$

$MS > 1.5 \cdot MR$ e quindi la verifica è soddisfatta.

VERIFICA DELLA COMPRESSIONE SUL TERRENO

$$\sigma_x = P/A + (M_x + T \cdot h_{plinto})/W_x = 0,28 \text{ kg/cm}^2 < 0,60 \text{ kg/cm}^2$$