



# REGIONE BASILICATA

COMUNE DI GENZANO DI L. (PZ)



Progetto per la costruzione e l'esercizio di un impianto Agrivoltaico, delle opere connesse e delle infrastrutture indispensabili, denominato DERRICO, da realizzarsi in agro del Comune di Genzano di L.

## Progetto Definitivo



Elaborato

Tav n°

## RELAZIONE PRELIMINARE SULLE STRUTTURE

# A.7.1

Data: Ottobre 2021

Scala:

Rev.	Data	Descrizione	Eseguito	Verificato	Approvato

Progettazione

**Ing. Francesco ABBATE**

Via degli Oleandri, 32  
85100 Potenza (PZ)  
cell.: 347 3452951  
e-mail: [abbate.francesco@gmail.com](mailto:abbate.francesco@gmail.com)



Proponente

**Luminora Derrico S.r.l.**

Via Tevere, 41  
00198 Roma  
e-mail: [roberto.capuozzo@powertis.com](mailto:roberto.capuozzo@powertis.com)  
PEC: [luminoraderricosrl@legalmail.it](mailto:luminoraderricosrl@legalmail.it)

**Powertis**

Luminora Derrico S.r.l.  
Via Tevere 41/00198 Roma  
C.F. e P.IVA 16073241008

Visti

**Powertis**.com

**Luminora Derrico S.r.l.**

**Progetto per la costruzione e l'esercizio di un impianto agrivoltaico, delle opere connesse e delle infrastrutture indispensabili, denominato "DERRICO", da realizzarsi in agro del Comune di Genzano di L., per la produzione di energia elettrica da fonte fotovoltaica e della potenza nominale di 19.989,90 kW.**

**Proponente: LUMINORA DERRICO S.r.l.**

**Progetto Definitivo**

**RELAZIONE PRELIMINARE SULLE STRUTTURE**

# SOMMARIO

1.	GENERALITA' .....	3
1.1.	DESCRIZIONE DELLE COSTRUZIONI IN PROGETTO .....	3
1.2.	COSTRUZIONE .....	3
1.3.	NORME TECNICHE .....	4
2.	AZIONI .....	5
2.1.	CARICHI PERMANENTI .....	5
2.2.	CARICO NEVE .....	5
2.3.	CARICO DA VENTO .....	6
2.4.	COMBINAZIONE DELLE AZIONI .....	8
3.	CALCOLI STATICI PRELIMINARI .....	9
3.1.1.	ARCARECCI .....	9
3.1.2.	VERIFICA DELLA TRAVERSA .....	11
3.1.3.	VERIFICA DELLA BARRA DI SUPPORTO .....	13
3.1.4.	VERIFICA DEI SUPPORTI INFISSI NEL TERRENO .....	13

# 1. GENERALITA'

## 1.1. Descrizione Delle Costruzioni In Progetto

I presenti calcoli statici comprendono il calcolo delle sollecitazioni e le verifiche di stabilità per una costruzione portante di un impianto solare in campo aperto.

La località è: Genzano di Lucania Hm. s.l.m. m= 370 m

## 1.2. Costruzione

La struttura portante è una costruzione inclinata sulla quale gli elementi solari vengono fissati mediante morsetti agli arcarecci. Gli arcarecci poggiano su una sottostruttura grigliata collegata al supporto. Premettendo che i moduli verranno acquistati in funzione della disponibilità e del costo di mercato in sede di realizzazione, a fini del dimensionamento di massima del generatore fotovoltaico si è scelto di utilizzare moduli in silicio monocristallino di potenza pari a 665 Wp.

Tali moduli solari hanno le seguenti dimensioni:

$h = 2384 \text{ mm}$

$b = 1303 \text{ mm}$

$d = 32 \text{ mm}$

$g = 35.7 \text{ Kg}$

totale moduli fotovoltaici montati su ogni struttura= 60

L'intera struttura di supporto avrà le seguenti dimensioni complessive:

$L = 40.00 \text{ m}$ , lunghezza del telaio di sostegno;

$b = 4.78 \text{ m}$ , proiezione della superficie dei moduli;

$H = 2.79 \text{ m}$ , altezza della superficie dei moduli;

$h = 2.59 \text{ m}$ , altezza del telaio di sostegno.

$D = 0.6 \text{ m}$ , altezza minima da terra quando l'inclinazione è max ( $\beta = 60^\circ$ )

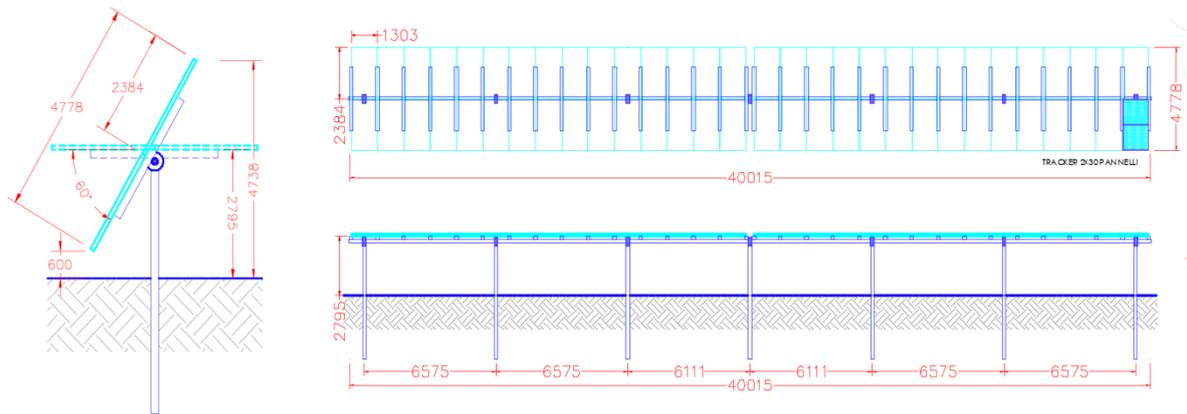
quantità dei supporti: 7

numero di campate: 6

luce della trave: 6,58 m

travi a sbalzo dell'arcareccio =1.78 m (bilaterale)

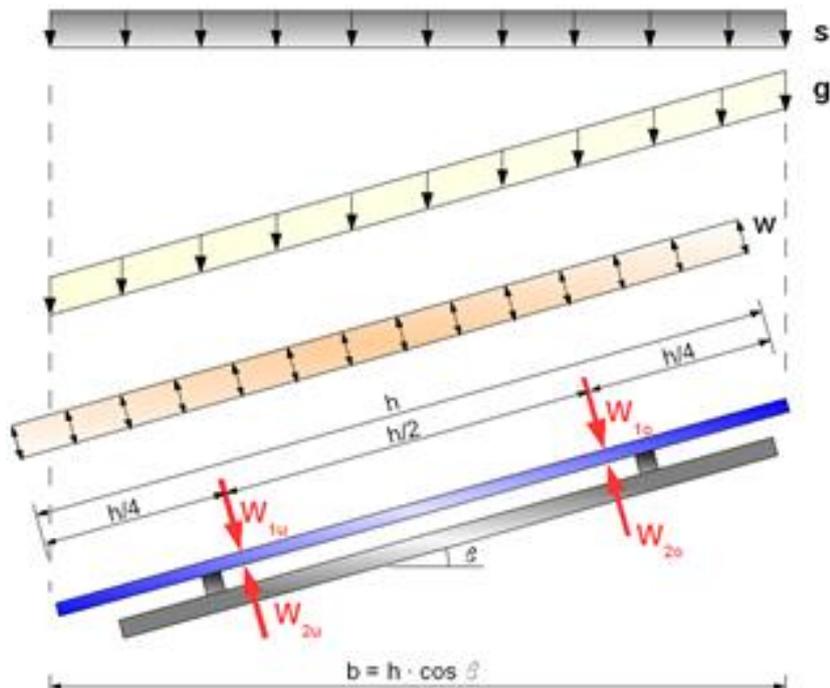
angolo di inclinazione dei moduli rispetto all'orizzontale:  $\beta = 60^\circ$



### 1.3. Norme Tecniche

- D.M. 17/01/2018
- DIN 4113 Teil 1: Aluminiumkonstruktionen unter vorwiegend ruhender Belastung, Bauliche Durchbildung und Konstruktion, Ausgabe 05/1980
- DIN 4113 Teil 2: Aluminiumkonstruktionen unter vorwiegend ruhender Belastung, Berechnung geschweißter Konstruktionen, Ausgabe 09/2002
- DIN 18800 Teil 1 (Ausgabe 11/90): Stahlbauten
- Eurocode 9: Dimensionamento e costruzione per costruzioni in alluminio.

## 2. AZIONI



con:

$\beta$  °angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale

$g$  [kN/m<sup>2</sup>] secondo certificazione del produttore

$s$  [kN/m<sup>2</sup>] D.M. 17/01/2018

$w$  [kN/m<sup>2</sup>] D.M. 17/01/2018

$W$  [kN/m] D.M. 17/01/2018

### 2.1. Carichi Permanenti

$g = 0.14$  KN/m<sup>2</sup> peso proprio degli elementi solari secondo indicazioni/certificazione del produttore

### 2.2. Carico neve

Zona di carico neve III

L'altitudine di riferimento è  $a_s = 380$  m, pertanto da NTC 2018 risulta nella zona in oggetto che :

$q_{sk} = 0.780$  kN/m<sup>2</sup> valore caratteristico del carico da neve

$\mu_1 = 0.8$  coefficiente di forma nel caso peggiore di pannello non inclinato

$CE = 1$  coefficiente di esposizione

$C_t = 1$  Coefficiente termico

$q_s = 0.62$  KN/m<sup>2</sup> carico da neve sul pannello

### 2.3. Carico da vento

Zona di vento 3 Categoria del terreno C

Altezza riferita al livello del terreno  $z_{max} = 4.0$  m

Altezza minima dal terreno  $z_{min} = 0.5$  m

$V_b = V_{b,0} \times C_a$  velocità base di riferimento data da:

$V_{b,0} = 27$  m/s velocità di riferimento al livello del mare in funzione della zona  $i$  in cui sorge la costruzione.

$C_a$  = coefficiente di altitudine fornito dalla relazione:

$$c_a = 1 \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$c_a = 1 + k_s \left( \frac{a_s}{a_0} - 1 \right) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

Nel caso in oggetto  $C_a = 1$  dato che

Tab. 3.3.I - Valori dei parametri  $v_{b,0}$ ,  $a_0$ ,  $k_s$

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

Per la pressione cinetica di riferimento si opera nel seguente modo:

densità dell'aria  $d = 1.25$  kg/m<sup>3</sup>

$q_r$  (pressione cinetica di riferimento [N/mq])

$$q_r = 1/2 \cdot \rho \cdot v_r^2 \quad (\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3)$$

**Pressione cinetica di riferimento  $q_r$       456.29      [N/m<sup>2</sup>]**

Quindi  $q_{ref} = 0.46$  kN/m<sup>2</sup>

CATEGORIA DI ESPOSIZIONE II area priva di ostacoli (aperta campagna):

coefficiente dinamico  $c_d=1$

coefficiente Topografico  $c_t=1$  per  $z \geq z_{min}$

coefficiente di esposizione  $c_e=1.8$

$k_r$	$z_0$ [m]	$z_{min}$ [m]
0.19	0.05	4.00

coeff.di forma configurazione a uno spiovente Piano

$c_{pe}=2.24$  configurazione A

$c_{pe}=-2.24$  configurazione B

L'azione tangente del vento è data da:

$P_f = Q_{ref} \cdot c_f \cdot c_e = 0.82 \text{ kN/m}^2$  assumendo il coefficiente di scabrezza unitario.

## PRESSIONI DEL VENTO

### Combinazione più sfavorevole per pareti e copertura:

Valori massimi della pressione per ogni elemento

$p$  (pressione del vento) =  $q_r \cdot c_d \cdot c_t \cdot c_e \cdot c_p$

$c_d$  (coefficiente dinamico)     $c_t$  (coefficiente topografico)     $c_e$  (coefficiente di esposizione)

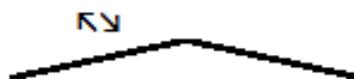
$c_p$  (coefficiente di forma)

	$p$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$c_d$	$c_t$	$c_e$	$c_p$	$P$ [kN/m <sup>2</sup> ]
<b>(1) par. soprav</b>	0.456	1.00	1.00	1.801	0.00	0.00
<b>(2) cop. sopra</b>	0.456	1.00	1.00	1.801	2.24	1.84
<b>(3) cop. Sotto</b>	0.456	1.00	1.00	1.801	0.00	0.00
<b>(4) par. sotto</b>	0.456	1.00	1.00	1.801	0.00	0.00

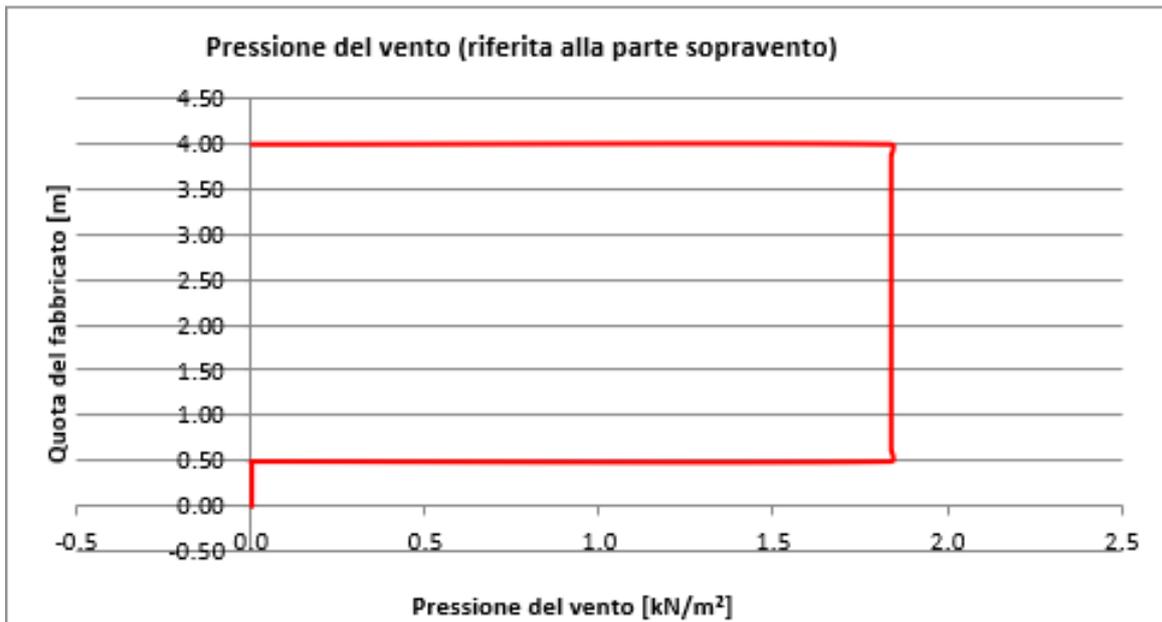
(2) copertura sopravvento

$\pm 1.84 \text{ kN/mq}$

→  
Direzione del vento →  
→



## Andamento delle pressioni più svataggiose



### 2.4. Combinazione delle azioni

I coefficienti parziali di sicurezza riguardo alle azioni di carico ed alla resistenza dei materiali:

$$\gamma_g = 1.30 \quad \gamma_g = 1 \text{ per azione favorevole}$$

coefficienti di combinazione:

$$\psi_{0,w} = 0.60$$

$$\psi_{0,s} = 0.50$$

Per le verifiche allo stato limite della capacità portante si considerano le seguenti combinazioni di carico :

$$\text{LK 1: } \gamma_g \cdot g + \gamma_q \cdot s + \psi_{0,w} \cdot \gamma_q \cdot w$$

$$\text{LK 2: } \gamma_g \cdot g + \psi_{0,s} \cdot \gamma_q \cdot s + \gamma_q \cdot w$$

$$\text{LK 3: } 0.9 \cdot g + \gamma_q \cdot w \text{ per le azioni di sollevamento dovute al vento}$$

### 3. CALCOLI STATICI PRELIMINARI

#### 3.1.1. Arcarecci

Per la trasmissione dei carichi sugli elementi di supporto si utilizzano arcarecci in acciaio zincato S275.

Dal punto di vista statico essi vengono trattati come travi continue con sbalzi bilaterali. Durante la fabbricazione e montaggio questi possono essere giunti come travi a sbalzo (trave Gerber) con articolazioni in punti specifici.

materiale ASTM A123/ISO 1461 EN 10346  <b>profilo K0</b>  $A = 6.67 \text{ cm}^2$ $W_y = 11.41 \text{ cm}^3$ $W_z = 7.23 \text{ cm}^3$ $I_y = 35.97 \text{ cm}^4$ $I_z = 28.46 \text{ cm}^4$ $g = 1.80 \text{ kg/m}$	$f_{0.2k} = 20.0 \text{ kN/cm}^2$ $\gamma_M = 1.1$  $f_d = 18.2 \text{ kN/cm}^2$  (L'arcareccio esterno riceve dalle azioni di carico il 50 % delle sollecitazioni dell'arcareccio interno. Il confronto dei momenti di resistenza indica che l'arcareccio esterno non è determinante per la verifica.)
--	---

lunghezza complessiva  $l_{ges} = 10.84 \text{ m}$   
 $\beta = 23^\circ$   
 $a = 3.638 \text{ m}$   
 $\sin\beta = 0.423$   
 $l_{kr} = 1.782 \text{ m}$   
 $\cos\beta = 0.906$

Le azioni dei carichi vento e neve per la determinazione delle sollecitazioni massime devono essere applicate sulle campate nella maniera più sfavorevole. Per il calcolo si utilizzano i coefficienti per travi continue a luci uguali.

Coefficienti per momento flettente					
M1,total	M1,partial	M2,total	M2,partial	M <sub>B</sub> ,total	M <sub>B</sub> ,partial
0.070	0.096	0.0	0.0	-0.125	-0.125
Coefficienti delle azioni					
A <sub>total</sub>	A <sub>partial</sub>	B <sub>total</sub>	B <sub>partial</sub>	Q <sub>total</sub>	Q <sub>partial</sub>
0.375	0.438	1.250	1.250	0.625	0.625

carichi permanenti	$g_{k,z} = 0.099 \text{ kN/m}$	$g_{k,y} = 0.042 \text{ kN/m incl. Profil}$
carico neve	$s_{k,z} = 0.244 \text{ kN/m}$	$s_{k,y} = 0.104 \text{ kN/m}$
carichi di vento pressione	$W_{k,z} = 1.55 \text{ kN/m}$	$W_{k,y} = 0.40 \text{ kN/m}$
carichi di vento risucchio	$W_{k,z} = -1.6 \text{ kN/m}$	$W_{k,y} = -0.4 \text{ kN/m}$

**arcareccio interno**

$M_A$   $M_1$   $M_B$



LK 1	$M_{1,y} = 1.046 \text{ kNm}$	$M_{1,z} = 0.248 \text{ kNm}$
LK 2	$M_{1,y} = 1.121 \text{ kNm}$	$M_{1,z} = 0.150 \text{ kNm}$
LK 3	$M_{1,y} = -0.752 \text{ kNm}$	$M_{1,z} = 0.039 \text{ kNm}$
LK 1	$M_{A,y} = 1.364 \text{ kNm}$	$M_{A,z} = 0.334 \text{ kNm}$
LK 2	$M_{A,y} = 1.458 \text{ kNm}$	$M_{A,z} = 0.211 \text{ kNm}$
LK 3	$M_{A,y} = -1.118 \text{ kNm}$	$M_{A,z} = 0.067 \text{ kNm}$
LK 1	$M_{B,y} = -1.420 \text{ kNm}$	$M_{B,z} = -0.348 \text{ kNm}$
LK 2	$M_{B,y} = -1.518 \text{ kNm}$	$M_{B,z} = -0.219 \text{ kNm}$
LK 3	$M_{B,y} = 0.935 \text{ kNm}$	$M_{B,z} = -0.070 \text{ kNm}$
LK 1	$A = 2.869 \text{ kN}$	$A_h = 1.844 \text{ kN}$
LK 2	$A = 3.068 \text{ kN}$	$A_h = 1.334 \text{ kN}$
LK 3	$A = -2.177 \text{ kN}$	$A_h = 0.726 \text{ kN}$
LK 1	$B = 3.904 \text{ kN}$	$B_h = 0.956 \text{ kN}$
LK 2	$B = 4.173 \text{ kN}$	$B_h = 0.603 \text{ kN}$
LK 3	$B = -2.569 \text{ kN}$	$B_h = 0.192 \text{ kN}$

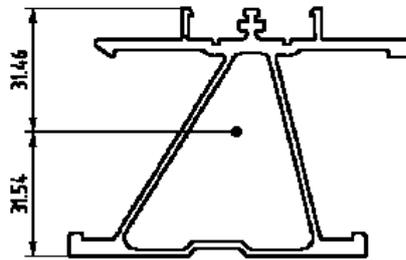
Verifica di tensione per il profilo degli arcarecci

	max $M_y$	$\sigma_x$	max $M_z$	$\sigma_x$	$\sigma_x$ [unità]	$\eta$ [%]
LK 1	1.42	12.45	0.35	4.81	17.26 $\text{kN/cm}^2$	<b>94.9</b>
LK 2	1.52	13.30	0.22	3.03	16.34 $\text{kN/cm}^2$	<b>89.8</b>
LK 3	1.12	9.79	0.07	0.97	10.76 $\text{kN/cm}^2$	<b>59.2</b>

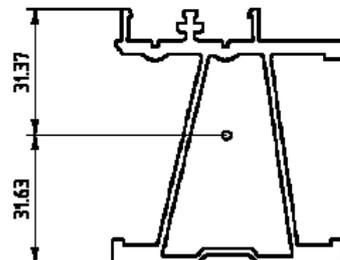
La formula di verifica è:

$$\frac{M_y}{W_y} + \frac{M_z}{W_z} \leq f_d$$

sezione degli arcarecci



arcareccio interno



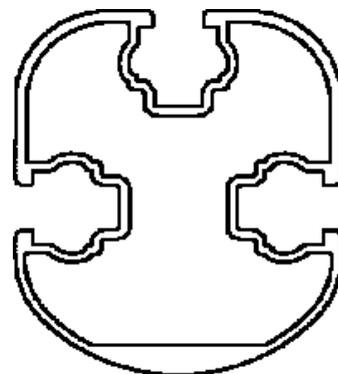
arcareccio esterno

### 3.1.2. Verifica della traversa

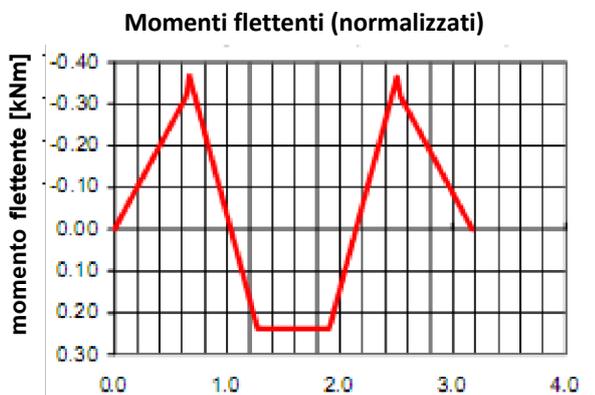
La trasmissione dei carichi dagli arcarecci ai supporti avviene per mezzo di una traversa inclinata che viene fissata al profilo trapezoidale conficcato.

Le azioni sulla traversa risultano dalle forze di appoggio sugli arcarecci. Per la determinazione delle sollecitazioni dei carichi variabili devono essere applicati sfavorevolmente e unilateralmente.

Materiale ASTM A 123 ISO 14 61  
 $f_{0.2k} = 20 \text{ kN/cm}^2$   
 $f_d = 18.2 \text{ kN/cm}^2$   
 $A = 10.60 \text{ cm}^2$   
 $W_y = 19.30 \text{ cm}^3$   
 $W_z = 14.60 \text{ cm}^3$   
 $I_y = 82.40 \text{ cm}^4$   
 $I_z = 51.60 \text{ cm}^4$   
 $g = 2.87 \text{ kg/m}$



Profilo della traversa: profilo prodotto per estrusione Type 3



Andamento delle sollecitazioni calcolate per una forza unitaria ( $F=1$ ) nei punti di appoggio degli arcarecci (0,5 nell'arcareccio)

lunghezza complessiva della traversa  $l_R = 3.2 \text{ m}$   
 momenti fattore momento campata:  $f_F = 0.24$   
 momenti fattore momento supporto:  $f_S = -0.4$  (sinistra)  $f_S = -0.36$  (destra)  
 fattore forza trasversale:  $f_v = 2.5$   
 eccentricità della trave di collegamento  $e_z = 20 \text{ mm}$

Per la determinazione delle sollecitazioni nei componenti della sottostruttura si applicano le forze del vento come azioni concentrate nei punti del quarto della superficie del modulo. Per ogni combinazione di carico si determinano così due posizioni di applicazione delle forze vento. La determinazione delle sollecitazioni di dimensionamento avviene attraverso l'analisi di 6 differenti combinazioni delle azioni.

sollecitazioni della costruzione inferiore	Combinazione 1		Combinazione 2		Combinazione 3		Unità di misura
	wind A	wind B	wind A	wind B	wind A	wind B	
valore minimo della forza normale	-1.10	-1.10	-0.71	-0.71	-4.81	-1.28	kN
valore massimo della forza normale	13.91	11.81	12.72	9.22	0.68	0.68	kN
momento di eccentricità $M_{ez}$	0.28	0.24	0.25	0.18	0.01	0.01	kNm
momento massimo di campata	1.21	1.17	1.25	1.18	-0.60	-0.60	kNm
momento massimo di appoggio a sinistra	-1.70	-1.66	-1.78	-1.71	0.81	0.81	kNm
momento massimo di appoggio a destra	-1.70	-1.66	-1.78	-1.71	0.95	0.95	kNm
forze di appoggio verticali supporto	9.76	9.76	10.43	10.43	-5.44	-5.44	kN
forze di appoggio orizzontali supporto	4.61	4.61	3.33	3.33	1.81	1.81	kN
tensioni in campata	7.57	7.66	7.66	6.97	-3.55	-3.22	kN/cm <sup>2</sup>
tensioni momento di appoggio a sinistra:	-10.13	-10.40	-10.40	-9.71	4.64	4.31	kN/cm <sup>2</sup>
tensioni momento di appoggio a destra:	-10.13	-10.40	-10.40	-9.71	5.38	5.05	kN/cm <sup>2</sup>

momento max di campata:  $M_F = \max(A;B) \cdot f_F + M_{ez} = 0.24 \cdot 4.17 + 0.28 = 1.27 \text{ kNm}$

momento max. di appoggio a sinistra:  $M_S = \max(A;B) \cdot f_S - M_{ez} = -0.4 \cdot 4.17 - 0.01 = -1.54 \text{ kNm}$

momento max. di appoggio a destra:  $M_S = \max(A;B) \cdot f_S - M_{ez} = -0.4 \cdot 4.17 - 0.01 = -1.54 \text{ kNm}$

La formula di verifica è:

$$\frac{N}{A} + \frac{M}{W_y} \leq f_d$$

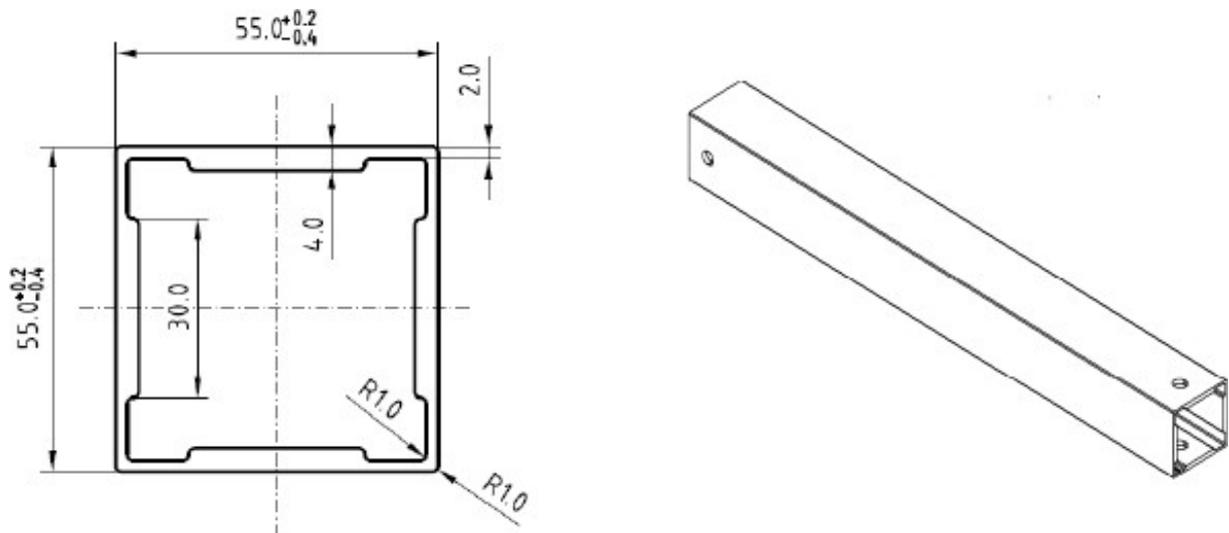
Tensioni massime:  $\sigma_x \text{ max} = 10.40 \text{ N/cm}^2$       Grado di utilizzo: 57%

### 3.1.3. Verifica della barra di supporto

Modello FS-System S 275 ASTM A123/ISO 1461

$l_s = 188 \text{ cm}$	$A = 6.64$	$\text{cm}^2$	$f_{0.2k} = 20.0 \text{ kN/cm}^2$
$t = 4.00 \text{ mm}$	$I = 27.98$	$\text{cm}^4$ $i = 2.05 \text{ cm}$	$f_d = 18.2 \text{ kN/cm}^2$
$\max N = 7.3 \text{ kN}$	$\lambda = 91.4$	$\sigma = 1.10$	grado di utilizzo $\eta = 45\%$
$\min N = -15.2 \text{ kN}$	$\omega = 3.60$	$\sigma_x = 8.23$	

La diagonale si collega al supporto interrato 20 cm sopra il livello del terreno



### 3.1.4. VERIFICA DEI SUPPORTI INFISSI NEL TERRENO

Il supporto è formato da un profilo trapezoidale che viene conficcato nel terreno di fondazione ad una definita profondità di interramento. A questo scopo sono necessarie delle analisi del terreno e prove di carico per determinare le sollecitazioni trasmissibili.

**Grandezze caratteristiche del profilato:**  
 $bf = 139.00\text{mm}$   
 $h = 130\text{mm}$   
 $t = 4.00\text{ mm}$   
 $a = 15.14\text{ cm}^2$   
 $W_y = 50.95\text{ cm}^3$   
 $I_y = 332.93\text{ cm}^4$   
 $g = 11.88\text{ kg/m}$

**caratteristiche del materiale:**  
**S380**  
 $f_{y,k} = 38.00\text{ kN/cm}^2$   
 $Y_m = 1.1$   
 $F_{y,d} = 34.56\text{ kN/cm}^2$   
 $\sigma_x = 31.36\text{ kN/cm}^2$   
 Grado di utilizzo  $\mu = 91\%$   
 Strato di terreno non utilizzabile  $t = 0\text{cm}$   
 Profondità di infissione stimata  $t_{soil} = 150\text{cm}$

Sollecitazioni all'incastro del piede	Combinazione 1		Combinazione 2		Combinazione 3		[unità]
	wind A	wind B	wind A	wind B	wind A	wind B	
Forza assiale all'incastro	-19.27	-19.27	-18.38	-18.38	6.82	6.82	kN
Forza trasversale all'incastro	2.48	2.48	4.13	4.13	-4.16	-4.16	kN
Momento di incastro	15.33	10.92	13.92	6.56	-4.12	7.54	kNm
Verifica di tensione	31.36	22.70	28.53	14.09	8.53	15.25	kN/cm <sup>2</sup>

La massima forza di trazione nel supporto

$N_{max} = 6.82\text{ kN}$  (3.55) relativo allo sforzo di taglio  $V = 4.16\text{ kN}$  (2.77);

La forza di compressione nel supporto:

$N_{min} = -19.3\text{ kN}$  (-16.55) relativo allo sforzo di taglio  $V = 4.13\text{ kN}$  (2.75);

Max Momento flettente nel supporto:

$M_e = 15.3\text{ kNm}$  (10.72)

(tra parentesi i valori caratteristici)

Per l'incastro del supporto di fondazione nel terreno rimane una riserva plastica pari al 25%-  $M_p = 22 \text{ km}$

Il dimensionamento dei supporti e la lunghezza di ancoraggio sono stati determinati in maniera tale da soddisfare le seguenti verifiche:

- 1) Verifica a rottura della barra di acciaio;
- 2) Verifica allo sfilamento supporto-terreno

Ai sensi delle vigenti norme tecniche per le costruzioni (NTC 2018), tali verifiche si intendono soddisfatte se è rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d,$$

dove  $E_d$  è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione, ottenuto moltiplicando l'azione caratteristica  $E_k$  per un opportuno coefficiente di sicurezza  $\gamma_E$  e  $R_d$  è il valore di progetto della resistenza, ottenuto dividendo il valore caratteristico della resistenza  $R_k$  per un opportuno coefficiente di sicurezza  $\gamma_R$  (o  $\gamma_M$  se applicato ai valori caratteristici di resistenza dei materiali).

Per la verifica di cui al punto 1), la suddetta condizione si specifica come segue:

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

con

$$N_{Ed} \text{ (kN)} = 19.3 \text{ KN}$$

e

$$N_{t,Rd} \text{ (kN)} = (f_{y,k} \times A_{r\text{supporto}}) / \gamma_{M0} = (38 \times 15.14) / (1,05) = 548 \text{ kN}$$

Pertanto la verifica a rottura del supporto è ampiamente soddisfatta.

Con specifico riferimento allo stato limite ultimo di sfilamento della fondazione dei tiranti di ancoraggio, le NTC 2018 prevedono che la verifica sia effettuata con riferimento alla combinazione di coefficienti di sicurezza parziali A1+M1+R3.

I coefficienti parziali  $\gamma_E$  relativi alle azioni (A1) sono indicati nella Tab. 6.2.I delle NTC 2018, qui riportata in Figura 3.1, i coefficienti parziali  $\gamma_M$  relativi ai parametri geotecnici (M1), invece, sono indicati nella Tab. 6.2.II delle stesse norme, qui riportata in Figura 3.2.

Nel caso di ancoraggi permanenti, al valore caratteristico della resistenza allo sfilamento deve essere applicato un coefficiente di sicurezza  $\gamma_R$  pari a 1,2 (Tabella 6.6.I delle NTC 2018).

	Effetto	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_Q$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Per i carichi permanenti  $G_2$  si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti  $\gamma_G$   
 Figura 3.1. Tabella 6.2.I delle NTC 2018. Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

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

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_\varphi$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_c$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma_\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

Figura 3.2. Tabella 6.2.II delle NTC 2018. Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Il valore caratteristico della resistenza allo sfilamento di un ancoraggio  $R_{ak}$  si può determinare:

- dai risultati di prove di progetto su ancoraggi di prova;
- con metodi di calcolo analitici, dai valori caratteristici dei parametri geotecnici dedotti dai risultati di prove in sito e/o di laboratorio.

Nel caso (a), il valore della resistenza caratteristica  $R_{ak}$  è il minore dei valori derivanti dall'applicazione dei fattori di correlazione e  $\xi_{a1}$  e  $\xi_{a2}$  rispettivamente al valor medio e al valor minimo delle resistenze  $R_{a,m}$  misurate nel corso delle prove:

$$R_{ak} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{a,m})_{\text{medio}}}{\xi_{a1}}; \frac{(R_{a,m})_{\text{min}}}{\xi_{a2}} \right\}$$

Nel caso (b), il valore della resistenza caratteristica  $R_{ak}$  è il minore dei valori derivanti dall'applicazione dei fattori di correlazione  $\xi_{a3}$  e  $\xi_{a4}$  rispettivamente al valor medio e al valor minimo delle resistenze  $R_{a,c}$  ottenute dal calcolo. Per la valutazione dei fattori  $\xi_{a3}$  e  $\xi_{a4}$ , si deve tenere conto che i profili di indagine sono solo quelli che consentono la completa identificazione del modello geotecnico di sottosuolo per il terreno di fondazione dell'ancoraggio (nella valutazione analitica della resistenza allo sfilamento degli ancoraggi non si applicano coefficienti parziali di sicurezza sui valori caratteristici della resistenza del terreno; si fa quindi riferimento ai coefficienti parziali di sicurezza M1):

$$R_{ak} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{a,c})_{\text{medio}}}{\xi_{a3}}; \frac{(R_{a,c})_{\text{min}}}{\xi_{a4}} \right\}$$

Numero degli ancoraggi di prova	1	2	> 2
$\xi_{a1}$	1,5	1,4	1,3
$\xi_{a2}$	1,5	1,3	1,2

Figura 3.3. Tabella 6.6.II delle NTC 2018. Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica da prove di progetto, in funzione del numero degli ancoraggi di prova.

Numero di profili di indagine	1	2	3	4	$\geq 5$
$\xi_{a3}$	1,80	1,75	1,70	1,65	1,60
$\xi_{a4}$	1,80	1,70	1,65	1,60	1,55

Figura 3.4. Tabella 6.6.III delle NTC 2018. Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica dalle prove geotecniche in funzione del numero n di profili di indagine

Nel caso in esame, si è in assenza di risultati di prove su ancoraggi di progetto o di determinazioni sperimentali della adesione supporto-terreno ( $T_{ad}$ ) per le sabbie limose presenti in sito.

$$T_{ad} = T_{lim} = c' + \sigma \tan \phi'$$

Sulla scorta di analisi su terreni analoghi, ipotizzando i valori di coesione e angolo di attrito per il terreno in esame ( $\gamma = 18.8 \text{ kN/m}^3$ ) pari a:

$$c_u = 75.52 \text{ kPa}$$

$$\phi' = 30.54 \text{ kPa}$$

Si ipotizza che la rottura del terreno pervenga in condizioni non drenate, data a tipologia di terreno e l'applicazione veloce del carico, pertanto la resistenza al taglio può essere determinata in tensioni totali quindi  $t_{lim} = c_u = 75.5 \text{ kPa}$

Considerando la superficie laterale del supporto  $p = 78.8 \text{ cm}$ , applicando il coefficiente di sicurezza  $\gamma_R = 1,2$  e il fattore di correlazione  $\xi_{a3} = \xi_{a4} = 1.8$ , si ottengono i seguenti valori minimi di lunghezza del tratto connesso per il soddisfacimento della verifica allo sfilamento all'interfaccia supporto - terreno:

$$L_{min} = (1,2 \times 1,8 \times NEd) / (P \times \tau_{ad}) = (1,2 \times 1,8 \times 1,0 \times 19.3) / (15.14 \times 75.5) = 0.70 \text{ m.}$$

In via cautelativa, considerando la fase rimaneggiata in cui si trova il terreno al piano campagna si preferisce indicare in questa fase una lunghezza di ancoraggio non inferiore a 2.0 metri.