

COMUNI DI:
SAN GAVINO MONREALE
GONNOSFANADIGA
GUSPINI

PROVINCIA: SUD SARDEGNA
REGIONE: SARDEGNA

FATTORIA SOLARE "SA PEDRERA"
AGROFOTOVOLTAICO DI 48,177 MW_p

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE PRELIMINARE DI CALCOLO STRUTTURALE

Tipo Elaborato	Codice Elaborato	Data	Scala CAD	Formato	Foglio / di	Scala
REL.	0121_R.12	27/04/2022	-	A4	1/104	-

PROPONENTE

EF AGRI SOCIETA' AGRICOLA a r.l.
Via Del Brennero, 111
38121 - Trento (TN)

SVILUPPO



SET SVILUPPO s.r.l.
Corso Trieste, 19
00198 - Roma (RM)

PROGETTAZIONE

Ing. Giacomo Greco



Rev.	Data	Descrizione	Redatto	Verificato	Approvato
00	27/04/2022	Prima Emissione	Ing. Giacomo Greco	Ing. Giacomo Greco	Ing. Giacomo Greco

SOMMARIO

1.	INTRODUZIONE.....	3
2.	STRUTTURE TRACKING.....	3
	2.1. Normative Dimensionamento Tracker	3
	2.3. Caratteristiche geometriche moduli fotovoltaici.....	4
	2.3. Caratteristiche dei materiali considerati	6
	2.4. Analisi dei Carichi	7
	2.4.1. Carichi permanenti portati definiti - G1.....	7
	2.4.2. Carichi accidentali - Azione del Vento	7
	2.4.2.1. Velocità di base del vento.....	8
	2.4.2.2. Velocità di base di riferimento del vento.....	8
	2.4.2.3. Velocità di riferimento del vento.....	9
	2.4.2.4. Pressione cinetica di riferimento	9
	2.4.2.5. Coefficiente di esposizione	11
	2.4.2.6. Coefficiente dinamico e Coefficiente di pressione	13
	2.4.2.7. Pressione del vento	19
	2.4.3. Carichi accidentali - Azione della Neve	21
	2.4.3.1. Valore di riferimento del carico da neve	21
	2.4.3.2. Coefficiente di forma delle coperture “ μ ”	22
	2.4.3.3. Coefficiente di esposizione.....	22
	2.4.3.4. Coefficiente termico.....	23
	2.4.3.5. Pressione della neve.....	23
	2.4.3.6. Spettri di risposta per l’analisi sismica	23
	2.4.3.7. Fattori di partecipazione del carico sulle masse	25
	2.4.3.8. Direzioni d’ingresso del Sisma	25
	2.4.3.9. Analisi modale	25
	2.4.3.10 Sintesi dei risultati per direzione d’ingresso del sisma	26
	2.4.4. Carico Termico	27
	2.4.5. Combinazione dei carichi e criteri di verifica	27
	2.4.6. Risultati delle Combinazioni	29
	2.5. Caratteristiche dei profili e classificazione delle sezioni	31
	2.6. Fondazioni di sostegno	42
3.	BASAMENTI FONDAZIONI POWER STATIONS E CABINA MT – EDIFICI FABBRICATI RURALI	
	- NUOVO capannone AGRICOLO PER RICOVERO MEZZI AGRICOLI E MAGAZZINO	43
	3.1.1. Caratteristiche geometriche basamenti fondazioni power station e cabina mt.....	43
	3.1.2. Edifici fabbricati rurali - nuovo capannone agricolo per ricovero mezzi agricoli e magazzino.....	46
	3.2. Azioni agenti sui basamenti	46
	3.3. Normativa di riferimento.....	51
	3.4. Materiali Impiegati e resistenze di calcolo.....	51
	3.5. Terreno di fondazione	61

3.6. Analisi dei carichi	63
3.6.1. Valutazione dell'azione sismica	63
3.6.2. Spettri di progetto per s.l.u. e s.l.d.	64
3.6.3. Metodo di analisi.....	67
3.6.4. Combinazione delle componenti dell'azione sismica	68
3.6.5. Eccentricità accidentali.....	69
3.7 Azioni sulla struttura	69
3.7.1. Azioni sulla struttura.....	69
3.7.2. Stato limite di danno	71
3.7.3. Stato limite di esercizio	72
3.8. Codice di calcolo.....	73
3.8.1. Sistemi di riferimento	74
3.9. Progetto e verifica degli elementi strutturali.....	78
3.9.1. Verifiche di resistenza.....	78
3.9.1.1 Gerarchie delle resistenze	80
3.10. Indagini e caratterizzazione geotecnica.....	82
3.10.1. Prove e caratterizzazione geotecnica	82
3.10.2. Modellazione geotecnica.....	82
3.10.3. Pericolosità sismica.....	82
3.11. Scelta tipologica delle opere di fondazione	86
3.11.1. Verifiche di sicurezza	87
3.11.2. Carico limite fondazioni dirette	88
3.12. Stima dei cedimenti delle fondazioni.....	97
3.12.1. Calcolo incremento tensioni.....	98
3.12.2 Calcolo dei cedimenti	100
3.12.3. Calcolo delle distorsioni angolari	102
3.12.4. Verifica a scorrimento sul piano di posa	102

4. CONCLUSIONI

1. INTRODUZIONE

Il presente fascicolo riguarda il calcolo e la verifica preliminare degli elementi strutturali del progetto denominato "Fattoria Solare Sa Pedrera", consistente nell'implementazione di un piano agronomico integrato con strutture fotovoltaiche ad inseguimento solare monoassiale (c.d. tracker), avente una potenza di picco pari a 48,177 MWp ed ubicato nel Comune di San Gavino Monreale.

In modo particolare nel corso della trattazione verranno esaminate:

- **le strutture di sostegno dei pannelli fotovoltaici (c.d. Tracker);**
- **le fondazioni delle Power Station e delle Cabine a servizio dell'impianto;**
- **le strutture dei tre edifici a servizio dell'azienda agricola.**

2. STRUTTURE TRACKING

2.1. Normative Dimensionamento Tracker

- D.M. LL. PP. 11-03-88: Norme Tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- Circolare Ministeriale del 24-07-88, n. 30483/STC.
- Legge 02-02-74 n. 64, art. 1 - D.M. 11-03-88: Norme Tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17-01-18: Sicurezza e prestazioni attese (cap.2), Azioni sulle costruzioni (cap.3), Costruzioni in calcestruzzo (par.4.1), Costruzioni in legno (par.4.4), Costruzioni in muratura (par.4.5), Progettazione geotecnica (cap.6), Progettazione per azioni sismiche (cap.7), Costruzioni esistenti (cap.8), Riferimenti tecnici (cap.12), EC3.
- Circolare 7 21-01-19 C.S.LL.PP: Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle N.T.C. di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.
- Eurocodice 3 UNI ENV 1993-1-1:1994, Eurocodice 3 UNI EN 1993-1-1:2014 Luglio 2014, Eurocodice 3 UNI ENV 1993-1-3:2000, Eurocodice 3 UNI EN 1993-1-3:2007 Gennaio 2007, Eurocodice 3 EN 1993-1-8:2005

2.3. Caratteristiche geometriche moduli fotovoltaici

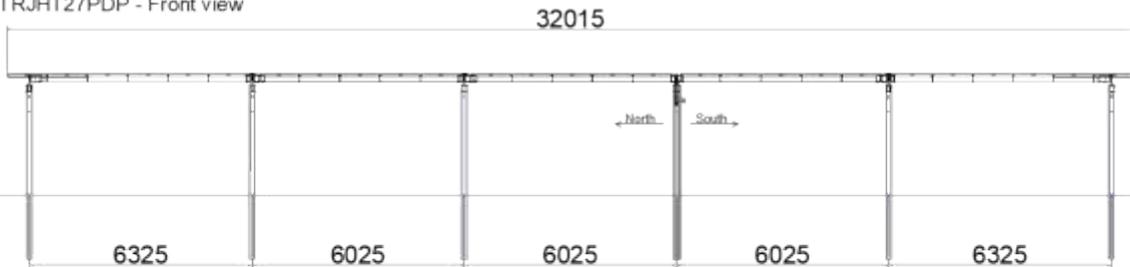
La struttura meccanica è costituita da elementi verticali infissi direttamente nel terreno. Detti elementi rappresentano al contempo sia i montanti verticali fuori terra che le fondazioni profonde. Gli elementi orizzontali principali sono costituiti da profili a sezione tubolare cava, denominati *beam*. I supporti moduli sono posizionati sulla trave in maniera ortogonale alla stessa ed hanno la funzione di sorreggere i pannelli fotovoltaici.

Per il calcolo strutturale sono state considerate le due configurazioni generanti le massime tensioni:

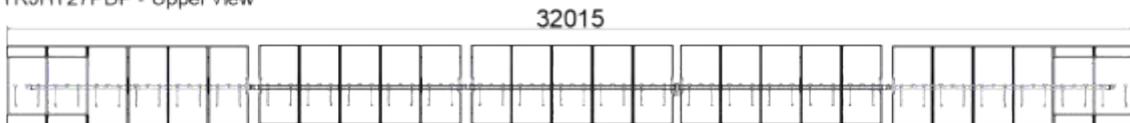
- MODELLO A $\alpha = 0^\circ$
- MODELLO B $\alpha = 55^\circ$

Configurazione per TRJ HT 1x27

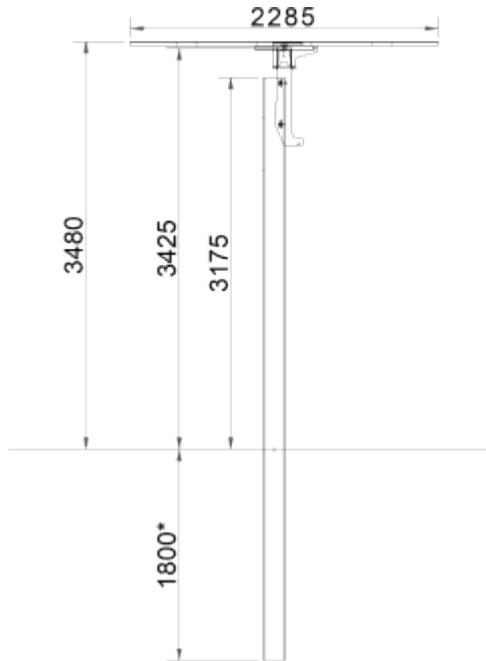
TRJHT27PDP - Front view



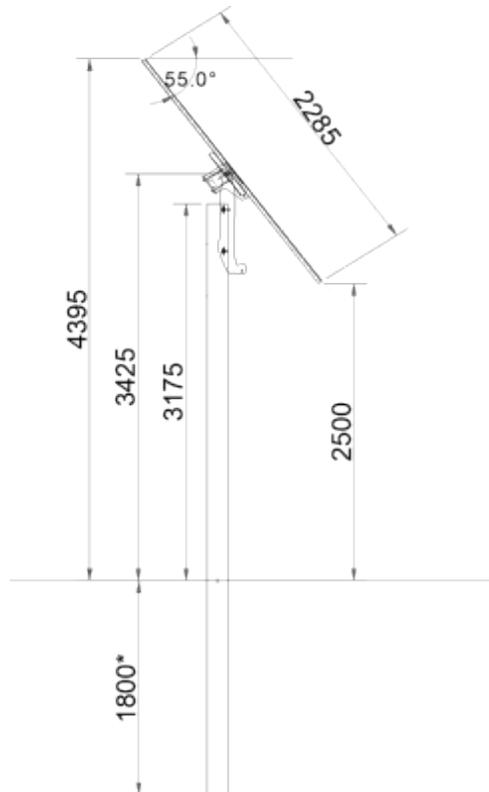
TRJHT27PDP - Upper view



Configurazione per TRJ HT 1x27 - Vista Laterale con $\alpha = 0^\circ$ - MODELLO A



Configurazione per TRJ HT 1x27 - Vista Laterale con $\alpha = 55^\circ$ - MODEL



2.3. Caratteristiche dei materiali considerati**STANDARD**

S420	
Limite di Snervamento	$f_y \geq 420 \text{ N/mm}^2$
Limite di rottura	$f_t \geq 480 \text{ N/mm}^2$
Resilienza a 20°C	$R \leq 27 \text{ J}$
Modulo Elastico	$E = 210000 \text{ N/mm}^2$
Modulo Tangenziale	$G = E/[2(1+\nu)] = 80769 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente di espansione lineare termica	$\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ per } ^\circ\text{C}^{-1}$

I profili realizzati con il seguente materiale sono:

- Drive Post 155 x 111 x 53 x 5 mm
- Lateral Post 155 x 109 x 35 x 4 mm
- Main beam 150x150x2,5 mm
- Cantilever 150 x 50 x 4 mm

S345	
Limite di Snervamento	$f_y \geq 345 \text{ N/mm}^2$
Limite di rottura	$f_t \geq 490 \text{ N/mm}^2$
Resilienza a 20°C	$R \leq 27 \text{ J}$
Modulo Elastico	$E = 210000 \text{ N/mm}^2$
Modulo Tangenziale	$G = E/[2(1+\nu)] = 80769 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente di espansione lineare termica	$\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ per } ^\circ\text{C}^{-1}$

I profili realizzati con il seguente materiale sono:

- Module Support Type S 100 x 21 x 33 x 10 x 1,5 mm
- Module support Type LS 85 x 23 x 35 x 10 x 2,5 mm
- Module support type E 70 x 20 x 13,5 x 2,5 mm
- Module support type P 75,5 x 32 x 24 x 3,5 mm

BULLONERIA

I bulloni, conformi per le caratteristiche dimensionali alle norme UNI EN ISO 4016:2002 e UNI 5592:1968, devono appartenere alle sotto indicate classi della norma UNI EN ISO 898-1:2001.

Limite di Snervamento	$f_{yb} \geq 649 \text{ N/mm}^2$
Limite di rottura	$f_{tb} \geq 800 \text{ N/mm}^2$

SALDATURE

Eventuali saldature dell'acciaio dovranno avvenire con uno dei procedimenti all'arco elettrico codificatissecondo la norma UNI EN ISO 4063:2001. È ammesso l'uso di procedimenti diversi purché sostenuti da adeguata documentazione teorica e sperimentale.

2.4. Analisi dei Carichi

2.4.1. Carichi permanenti portati definiti - G1

I pesi propri strutturali vengono generati in automatico dal software di calcolo.

Profilo	Sezione [mm]	Peso [N/m]
Drive Post	155 x 111 x 51x5	187
Lateral Post	155 x 109 x 53 x4	150
Main Beam	150 x 150 x 2,5	110
Cantilever	150 x 50 x 4	107
Module Support Type S	100 x 21 x 33 x 10 x 1,5	34
Module Support Type LS	85 x 23 x 35 x 10 x 2,5	50
Module support type E	70 x 23 x 13,5 x 2,5	33
Module support type P	75,5 x 32 x 24 x 3,5	2x28

2.4.2. Carichi accidentali - Azione del Vento

L'azione del vento viene determinata in accordo con il D.M. 17 gennaio 2018 – Norme Tecniche per le Costruzioni. In accordo al funzionamento del tracker, durante tutta la sua attività quotidiana la velocità del vento limite che garantisce il continuo funzionamento è pari a $v_{b,0} = 15.6 \text{ m/s}$, velocità misurata da anemometri all'altezza del tracker. Superata tale soglia la struttura si riporterà in una posizione di sicurezza chiamata "stow position", pari a $\alpha = 0^\circ$. In questa configurazione viene progettata la struttura per resistere alla velocità del vento indicata dalla normativa, pari per il seguente sito a $v_{b,0} = 28 \text{ m/s}$.

- In *stow position* ($\alpha = 0^\circ$), la principale velocità del vento $v_{b,0} = 28 \text{ m/s}$ in accordo con le NTC2018;
- In *working position* ($\alpha \neq 0^\circ$), la principale velocità del vento $v_{b,0} = 15,6 \text{ m/s}$ misurata in 3s ad altezza del tracker.

In tutte le condizioni di carico saranno impiegati i coefficienti di pressione flessionali G_Cn e torsionali G_Cm , derivanti dallo studio in galleria del vento effettuato dal Politecnico di Milano - GVPM.

2.4.2.1. Velocità di base del vento

La velocità di base del vento viene determinata in funzione della tabella 3.3.I del D.M. 17 gennaio 2018 – Norme Tecniche per le Costruzioni.

La velocità base di riferimento è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza sul suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II (vedi Tab. 3.3.II), riferito ad un periodo di ritorno: $TR=50$ anni.

L'impianto fotovoltaico si trova nel comune di S. Gavino Monreale. Tale comune è in provincia di Nuoro (San Gavino Monreale Province of South Sardinia), riscontrabile nella zona 5, come evidenziato nella tabella che segue.

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

Pertanto, la velocità di base del vento è $v_{b,0} = 28 \text{ m/s}$.

2.4.2.2. Velocità di base di riferimento del vento

La velocità base di riferimento viene determinata dal capitolo 3.3.1 del D.M. 17 gennaio 2018 – Norme Tecniche per le Costruzioni, con la seguente espressione:

$$v_b = c_a \cdot v_{b,0}$$

Dove:

$v(b,0)$ è la velocità di base del vento. I valori del vento sono i seguenti:

$v_{b,0} = 28 \text{ m/s}$ per angoli di inclinazione $\alpha = +0^\circ$;

$v_{b,0} = 15,6 \text{ m/s}$ per angoli di inclinazione $\alpha \neq 0^\circ$;

c_a è il coefficiente di altitudine $c_a=1$

$$\begin{aligned} c_a &= 1 && \text{per } a_s \leq a_0 \\ c_a &= 1 + k_s \left(\frac{a_s}{a_0} - 1 \right) && \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m} \end{aligned} \quad [3.3.1.b]$$

In base alle varie inclinazioni si avrà dunque:

$$v_b = c_a \cdot v_{b,0} = 1 \cdot 28 = 28 \text{ m/s} \quad (\alpha=0^\circ)$$

$$v_b = c_a \cdot v_{b,0} = 1 \cdot 15,6 = 15,6 \text{ m/s} \quad (\alpha \neq 0^\circ)$$

2.4.2.3. Velocità di riferimento del vento

La velocità di riferimento viene determinate secondo il capitolo 3.3.2 del D.M. 17 gennaio 2018 – Norme Tecniche per le Costruzioni, con la seguente espressione:

$$v_{b,r} = c_r \cdot v_b$$

Dove:

- v_b è la velocità base di riferimento del vento. I valori sono i seguenti:
- $v_b = 28 \text{ m/s}$ per angoli di inclinazione $\alpha=0^\circ$;
- $v_b = 15,6 \text{ m/s}$ per angoli di inclinazione $\alpha \neq 0^\circ$;
- c_r è il coefficiente di ritorno. Questo dipende dal periodo di ritorno del progetto T_R pari 25 anni, avente la seguente espressione:

$$c_r = 0,75 \sqrt{1 - 0,20 \cdot \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_R} \right) \right]} = 0,75 \sqrt{1 - 0,20 \cdot \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{25} \right) \right]} = 0,960$$

Pertanto I valori della velocità di riferimento basate sulle inclinazioni del tracker sono:

$$v_{b,r} = c_r \cdot v_b = 0,960 \cdot 28 = 26,88 \text{ m/s} \quad (\alpha=0^\circ)$$

$$v_{b,r} = c_r \cdot v_b = 1 \cdot 15,6 = 15,6 \text{ m/s} \quad (\alpha \neq 0^\circ)$$

2.4.2.4. Pressione cinetica di riferimento

La pressione cinetica di riferimento vien determinate dalla seguente espressione definite del capitolo 3.3.6 del D.M. 17 gennaio 2018 – Norme Tecniche per le Costruzioni:

$$q_r = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_{b,r}^2$$

Dove:

- la densità dell'aria viene determinata secondo gli International Standard ISO 2533-1975 - "Standard atmosphere". Questo è un modello atmosferico di come pressione, temperatura, densità e viscosità dell'atmosfera terrestre cambiano con l'altitudine. I valori sono visibili all'interno della tabella di seguito riportata:

ISO 2533:1975/Add.2:1997(E/F/R)

© ISO

Table 1 (continued)
Tableau 1 (suite)
Таблица 1 (продолжение)
Tabla 1 (continuación)

Values in terms of geometrical altitude. Valeurs en fonction de l'altitude géométrique.
 Значения величин в функции геометрической высоты. Valores en función de la altitud geométrica.

<i>h</i> m M	<i>H</i> m M	<i>T</i> K	<i>t</i> °C	<i>p</i> hPa гПа	<i>ρ</i> kg·m ⁻³ кг·м ⁻³	<i>g</i> m·s ⁻² M·C ⁻²
0	0	288.150	15.000	1.01325 +3	1.22500 +0	9.8067
50	50	287.825	14.675	1.00726	1.21913	9.8065
100	100	287.500	14.350	1.00129	1.21328	9.8063
150	150	287.175	14.025	9.99539 +2	1.20746	9.8062
200	200	286.850	13.700	9.89453	1.20165	9.8060
250	250	286.525	13.375	9.83576	1.19587	9.8059
300	300	286.200	13.050	9.77727	1.19011	9.8057
350	350	285.875	12.725	9.71906	1.18437	9.8056
400	400	285.550	12.400	9.66113	1.17865	9.8054
450	450	285.225	12.075	9.60349	1.17295	9.8053
500	500	284.900	11.750	9.54612 +2	1.16727 +0	9.8051
550	550	284.575	11.425	9.48904	1.16162	9.8050
600	600	284.250	11.100	9.43223	1.15598	9.8048
650	650	283.925	10.775	9.37569	1.15037	9.8046
700	700	283.601	10.451	9.31944	1.14478	9.8045
750	750	283.276	10.126	9.26345	1.13921	9.8043
800	800	282.951	9.801	9.20775	1.13365	9.8042
850	850	282.626	9.476	9.15231	1.12812	9.8040
900	900	282.301	9.151	9.09714	1.12262	9.8039
950	950	281.976	8.826	9.04225	1.11713	9.8037

Viene assunta l'altezza del sito pari a 100m slm $\rho = 1,213 \frac{kg}{m^3}$

- $v_{b,r}$ è la velocità di riferimento del vento. I valori sono i seguenti:

- $v_{b,r} = 26,88 \text{ m/s}$ ($\alpha=0^\circ$)
- $v_{b,r} = 15,6 \text{ m/s}$ ($\alpha \neq 0^\circ$)

Pertanto, i valori della pressione cinetica di riferimento basate sui diversi angoli di inclinazione α sono:

- $q_r = \left(\frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_{b,r}^2\right) = \left(\frac{1}{2} \cdot 1,213 \cdot 26,88^2\right) = 438 \text{ N/m}^2$ per $\alpha=0^\circ$
- $q_r = \left(\frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_{b,r}^2\right) = \left(\frac{1}{2} \cdot 1,213 \cdot 15,6^2\right) = 149 \text{ N/m}^2$ per $\alpha \neq 0^\circ$

2.4.2.5. Coefficiente di esposizione

Il coefficiente di esposizione dipende dall'altezza della struttura dal suolo e dalla topografia del terrenodove l'impianto verrà installato.

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

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

Per il sito in questione si può assumere una classe di rugosità D del terreno.

Tab. 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa) c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, ...)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Si può assumere che il sito appartenga alla Classe A o B, purché la costruzione si trovi nell'area relativa per non meno di 1 km e comunque per non meno di 20 volte l'altezza della costruzione, per tutti i settori di provenienza del vento ampi almeno 30°. Si deve assumere che il sito appartenga alla Classe D, qualora la costruzione sorga nelle aree indicate con le lettere a) o b), oppure entro un raggio di 1 km da essa vi sia un settore ampio 30°, dove il 90% del terreno sia del tipo indicato con la lettera c). Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, si deve assegnare la classe più sfavorevole (l'azione del vento è in genere minima in Classe A e massima in Classe D).

	ZONE 1,2,3,4,5					
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5						
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1						

I parametri per calcolare c_e , per un sito con categoria di esposizione II e avente fattore topografico uguale $a_{ct} = 1$, sono dati dalla tabella seguente.

Tab. 3.3.II - Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

Categoria di esposizione del sito	K_z	z_0 [m]	z_{min} [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

È bene tenere in conto che le verifiche in galleria del vento sono state effettuate considerando un'altezza dal suolo pari a 4.6 m, quindi si assumerà il valore Z_{min} da normativa solo nel caso in cui essa risulterà superiore all'altezza assunta per i test in galleria.

Pertanto il valore del coefficiente di esposizione è il seguente:

$$c_e = k_r^2 c_t \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \left[7 + c_t \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)\right] = 0,19^2 \ln\left(\frac{4,6}{0,05}\right) \left[7 + \ln\left(\frac{4,6}{0,05}\right)\right] = 1,881$$

Nel pw,α sarà utilizzato $ce(z) = 1$ poiché $vb,0 = 15.6 \text{ m/s}$ è una velocità di base misurata, e contempla già diversi fattori correlate al terreno.

2.4.2.6. Coefficiente dinamico e Coefficiente di pressione

Il coefficiente dinamico cd viene assunto pari ad 1.

I coefficienti di pressione flessionali GCn e torsionali GCm sono stati invece ottenuti da test in galleria del vento eseguiti dal Dipartimento di Ingegneria Meccanica del "Politecnico di Milano" - GVPM.

I test sono stati eseguiti su un modello rigido in scala 1:15. Prima è stata testata una sola fila di tre tracker al fine di valutare il numero necessario di prese di pressione per descrivere accuratamente il fenomeno della distribuzione di pressione sui pannelli. Dopo sono stati condotti i test su un array di quaranta inseguitori disposti simmetricamente in 5 file e 8 colonne. I risultati sono riportati nel documento intitolato "Prove in galleria del vento su pannelli fotovoltaici-Parte1 096/19PC" emesso ad aprile 2020 e il relativo addendum intitolato "Prove in galleria del vento su pannelli fotovoltaici Parte 1 - addendum 2020" emesso a febbraio 2021.

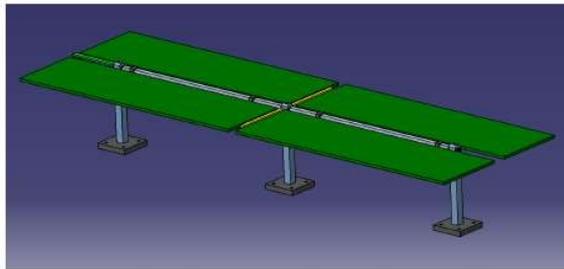


Figure 3-6. 3D top view of the simplified scaled model of the tracker at pitch 0°.

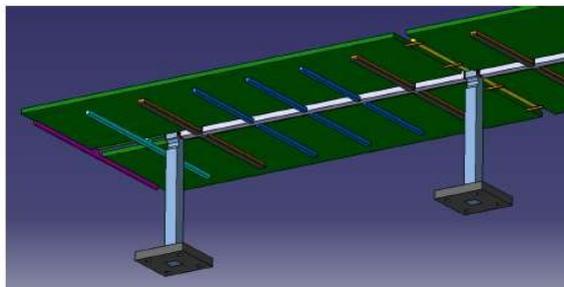


Figure 3-7. 3D bottom view of the simplified scaled model of the tracker at pitch 0°.



Figure 3-3. Front view of the tracker. All measures are reported in mm (model scaled dimensions in squared brackets).



Figure 3-4. Side view of the tracker at two different pitch positions. All measures are reported in mm (model scaled dimensions in squared brackets).

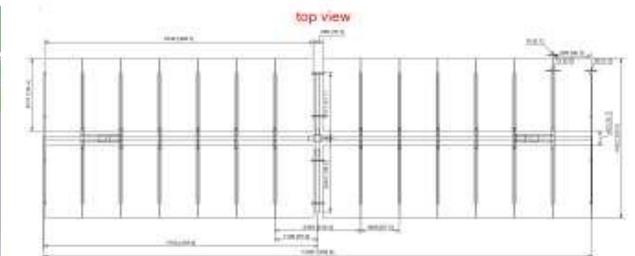
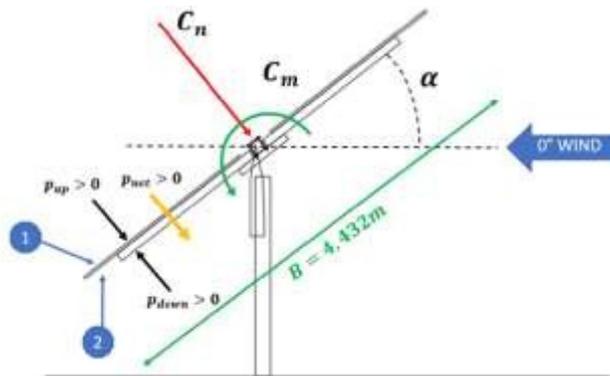


Figure 3-5. Top view of the tracker at two different pitch positions. All measures are reported in mm (model scaled dimensions in squared brackets).



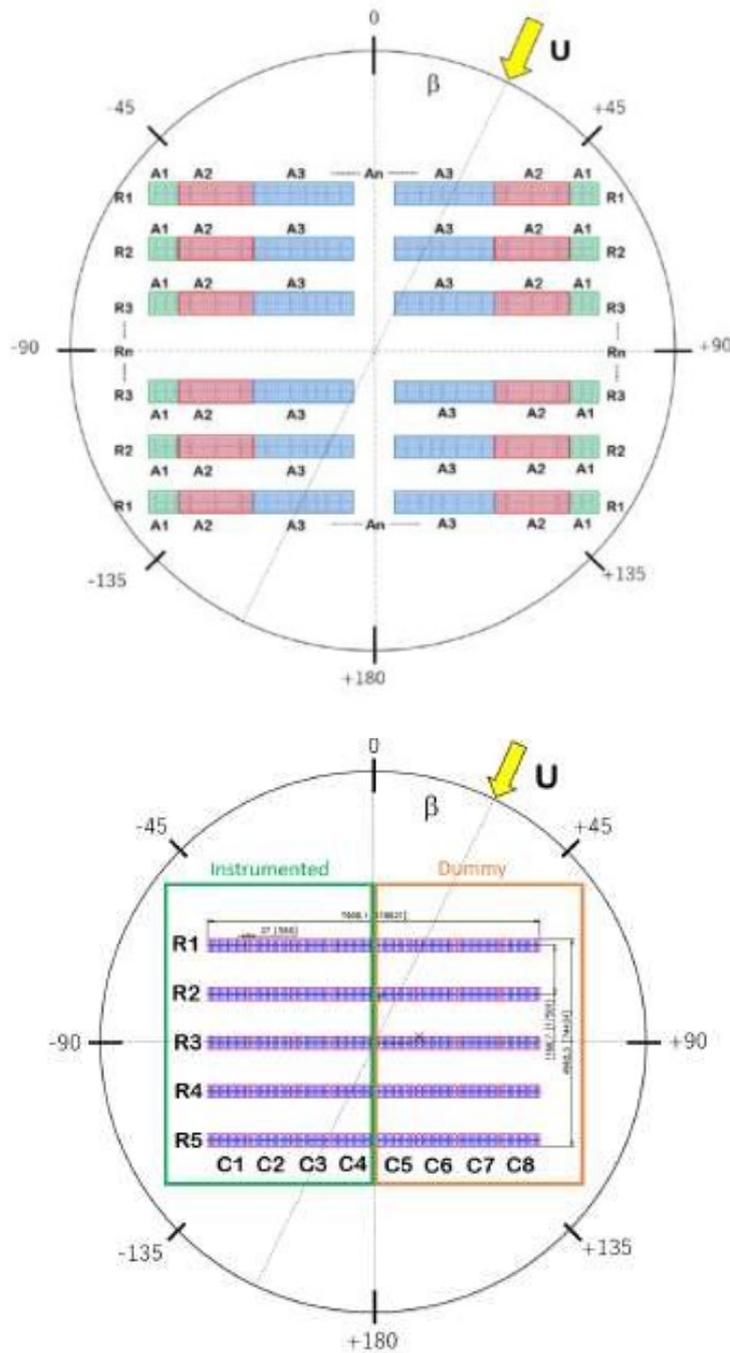


Figure 6-3. Wind incoming angle reference and complete array setup on turntable.

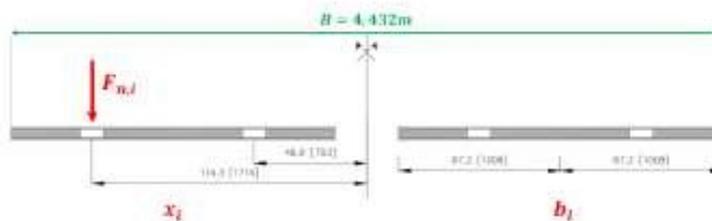


Figure 6-4. View of the tracker model j-th section. Tributary lengths and distances from the pitch axis are highlighted for the 8 pressure taps.

Tale figura mostra come il modello sia stato scomposto in diverse aree, a seconda della posizione e della direzionalità del vento. La prima fila esposta all'azione del vento è definita "R1", la seconda "R2", la terza "R3". Ogni fila è ulteriormente divisa in aree denominate con la lettera "A".

A seconda della dimensione delle aree indettificate per mezzo della lettera A è possibile suddividere i risultati in tre macro aree denominate come di seguito:

- Strip
- Semi-tracker
- Full tracker

WIND LOAD SCHEMA W1 - STRIP

Con tale modello saranno dimensionati i seguenti componenti:

- Supporti moduli
- Cantilever

I coefficienti di pressione Flessionali sono riportati di seguito:

Direction 0° - GCn										
Pitch		R1A1	R1A2	R1A3	R2A1	R2A2	R2A3	R3A1	R3A2	R3A3
0°	Max	0.47	0.31	0.21	0.43	0.25	0.23	0.39	0.22	0.19
	Min	-0.36	-0.26	-0.28	-0.4	-0.2	-0.19	-0.42	-0.24	-0.17
55°	Max	0.16	0.04	0.04	0.17	0.26	0.21	0.15	0.16	0.17
	Min	-1.45	-1.14	-1.03	-1.53	-0.79	-0.36	-1.6	-0.88	-0.73

Direction 180° - GCn										
Pitch		R1A1	R1A2	R1A3	R2A1	R2A2	R2A3	R3A1	R3A2	R3A3
0°	Max	0.47	0.31	0.21	0.43	0.25	0.23	0.39	0.22	0.19
	Min	-0.36	-0.26	-0.28	-0.4	-0.2	-0.19	-0.42	-0.24	-0.17
55°	Max	1.45	1.04	1.01	1.49	0.8	0.36	1.5	0.9	0.68
	Min	-0.64	-0.14	-0.13	-0.54	-0.24	-0.24	-0.66	-0.17	-0.18

I coefficienti di pressione Torsionali sono riportati di seguito:

Direction 0° - GC _M										
Pitch		R1A1	R1A2	R1A3	R2A1	R2A2	R2A3	R3A1	R3A2	R3A3
0°	Max	0.08	0.07	0.07	0.08	0.05	0.04	0.08	0.05	0.04
	Min	-0.09	-0.07	-0.07	-0.08	-0.06	-0.05	-0.09	-0.06	-0.05
55°	Max	0.18	0.08	0.07	0.16	0.08	0.07	0.17	0.09	0.09
	Min	-0.09	-0.03	-0.02	-0.09	-0.06	-0.04	-0.08	-0.06	-0.05

Direction 180° - GC _M										
Pitch		R1A1	R1A2	R1A3	R2A1	R2A2	R2A3	R3A1	R3A2	R3A3
0°	Max	0.05	0.05	0.05	0.04	0.03	0.03	0.03	0.03	0.02
	Min	-0.07	-0.07	-0.07	-0.04	-0.04	-0.04	-0.05	-0.04	-0.03
55°	Max	0.06	0.06	0.06	0.06	0.03	0.01	0.06	0.03	0.02
	Min	-0.01	-0.01	-0.01	-0.04	-0.04	-0.04	-0.04	-0.05	-0.05

WIND LOAD SCHEMA W3 - FULL-TRACKER

Con tale modello sarà dimensionato il seguente componente:

- Drive Post (per le sole azioni di tipo torsionali)

I coefficienti di pressione Flessionali sono riportati di seguito:

Direction 0° - GC _n										
Pitch		R1A1	R1A2	R1A3	R2A1	R2A2	R2A3	R3A1	R3A2	R3A3
0°	Max	0.19	0.16	0.07	0.15	0.17	0.12	0.15	0.1	0.1
	Min	-0.16	-0.18	-0.21	-0.15	-0.15	-0.15	-0.21	-0.13	-0.13
55°	Max	0.03	0.02	0.02	0.1	0.21	0.13	0.03	0.08	0.09
	Min	-1.12	-1.12	-0.93	-0.93	-0.93	-0.24	-1.02	-1.02	-0.36

Direction 180° - GC _n										
Pitch		R1A1	R1A2	R1A3	R2A1	R2A2	R2A3	R3A1	R3A2	R3A3
0°	Max	0.19	0.16	0.07	0.15	0.17	0.12	0.15	0.1	0.1
	Min	-0.16	-0.18	-0.21	-0.15	-0.15	-0.15	-0.21	-0.13	-0.13
55°	Max	0.89	0.81	0.85	0.94	0.46	0.15	0.95	0.64	0.3
	Min	-0.1	-0.07	-0.07	-0.18	-0.18	-0.14	-0.23	-0.12	-0.09

I coefficienti di pressione Torsionali sono riportati di seguito:

Direction 0° - GC _M										
Pitch		R1A1	R1A2	R1A3	R2A1	R2A2	R2A3	R3A1	R3A2	R3A3
0°	Max	0.04	0.05	0.05	0.03	0.03	0.02	0.02	0.03	0.02
	Min	-0.04	-0.03	-0.05	-0.04	-0.03	-0.03	-0.05	-0.04	-0.03
55°	Max	0.08	0.06	0.05	0.07	0.04	0.03	0.07	0.05	0.04
	Min	-0.02	-0.02	-0.01	-0.02	-0.02	-0.02	-0.02	-0.02	-0.02

Direction 180° - GC _M										
Pitch		R1A1	R1A2	R1A3	R2A1	R2A2	R2A3	R3A1	R3A2	R3A3
0°	Max	0.04	0.05	0.05	0.03	0.03	0.02	0.02	0.03	0.02
	Min	-0.04	-0.03	-0.05	-0.04	-0.03	-0.03	-0.05	-0.04	-0.03
55°	Max	0.06	0.05	0.05	0.05	0.03	0.01	0.05	0.04	0.01
	Min	-0.01	-0.01	-0.01	-0.03	-0.04	-0.03	-0.04	-0.05	-0.03

2.4.2.7. Pressione del vento

La pressione del vento viene determinata in accordo con il paragrafo 3.3.4 del D.M. 17 gennaio 2018

– Norme Tecniche per le Costruzioni, ed è pari alla seguente espressione:

$$P_{w,\alpha} = q_{r,\alpha} \cdot c_e \cdot c_d \cdot c_{pn,\alpha}$$

Pertanto, le condizioni di carico sono le seguenti:

Model A, $\alpha = 0^\circ$ - STRIP LOAD

$$P_{w,+0^\circ} = 363 \text{ N/m}^2 \quad (\text{downwind_R1 A1});$$

$$ew_{+0^\circ} = 872 \text{ mm}$$

$$P_{w,-0^\circ} = 322 \text{ N/m}^2 \quad (\text{upwind_R3 A1});$$

$$ew_{+0^\circ} = 1095 \text{ mm}$$

Model A, $\alpha = 0^\circ$ - HALF-TRACKER LOAD

$$P_{w,+0^\circ} = 177 \text{ N/m}^2 \quad (\text{downwind_R1 A1});$$

$$ew_{+0^\circ} = 1020 \text{ mm}$$

$$P_{w,+0^\circ} = 131 \text{ N/m}^2 \quad (\text{downwind_R1 A2});$$

$$ew_{+0^\circ} = 1111 \text{ mm}$$

$$P_{w,-0^\circ} = -239 \text{ N/m}^2 \quad (\text{upwind_R1 A3});$$

$$ew_{-0^\circ} = 1056 \text{ mm}$$

$$P_{w,-0^\circ} = -223 \text{ N/m}^2 \quad (\text{upwind_R1 A2});$$

$$ew_{-0^\circ} = 1236 \text{ mm}$$

Model A, $\alpha = 0^\circ$ - FULL-TRACKER LOAD

$$P_{w,+0^\circ} = 177 \text{ N/m}^2 \quad (\text{downwind_R1 A1});$$

$$ew_{+0^\circ} = 997 \text{ mm}$$

$$P_{w,+0^\circ} = 130 \text{ N/m}^2 \quad (\text{downwind_R1 A2});$$

$$ew+0^\circ = 1349mm$$

$$Pw,-0^\circ = -238 N/m^2 \quad (\text{upwind_R1 A3});$$

$$ew-0^\circ = 740mm$$

$$Pw,-0^\circ = -222 N/m^2 \quad (\text{upwind_R1 A2});$$

$$ew-0^\circ = 791 mm$$

Model B, $\alpha = 55^\circ$ - STRIP LOAD

$$Pw,+55^\circ = 38 N/m^2 \quad (\text{downwind_R1 A1});$$

$$ew+55^\circ = 3176 mm$$

$$Pw,-55^\circ = -236 N/m^2 \quad (\text{upwind_R3 A1});$$

$$ew-55^\circ = 229 mm$$

Model B, $\alpha = 55^\circ$ - HALF TRACKER LOAD

$$Pw,+55^\circ = 24 N/m^2 \quad (\text{downwind_R1 A1});$$

$$ew+55^\circ = 3154 mm$$

$$Pw,+55^\circ = 4 N/m^2 \quad (\text{downwind_R1 A2});$$

$$ew+55^\circ = 10705 mm$$

$$Pw,-55^\circ = -185 N/m^2 \quad (\text{upwind_R1 A3});$$

$$ew-55^\circ = 37 mm$$

$$Pw,-55^\circ = -158 N/m^2 \quad (\text{upwind_R1 A2});$$

$$ew-55^\circ = 86 mm$$

Model B, $\alpha = 55^\circ$ - FULL TRACKER LOAD

$$Pw,+55^\circ = 24 N/m^2 \quad (\text{downwind_R1 A1});$$

$$ew+55^\circ = 2294 mm$$

$$Pw,+55^\circ = 4 N/m^2 \quad (\text{downwind_R1 A2});$$

$$ew+55^\circ = 12235 mm$$

$$Pw,-55^\circ = -185 N/m^2 \quad (\text{upwind_R1 A3});$$

$$ew-55^\circ = 73 mm$$

$$Pw,-55^\circ = -158 N/m^2 \quad (\text{upwind_R1 A2});$$

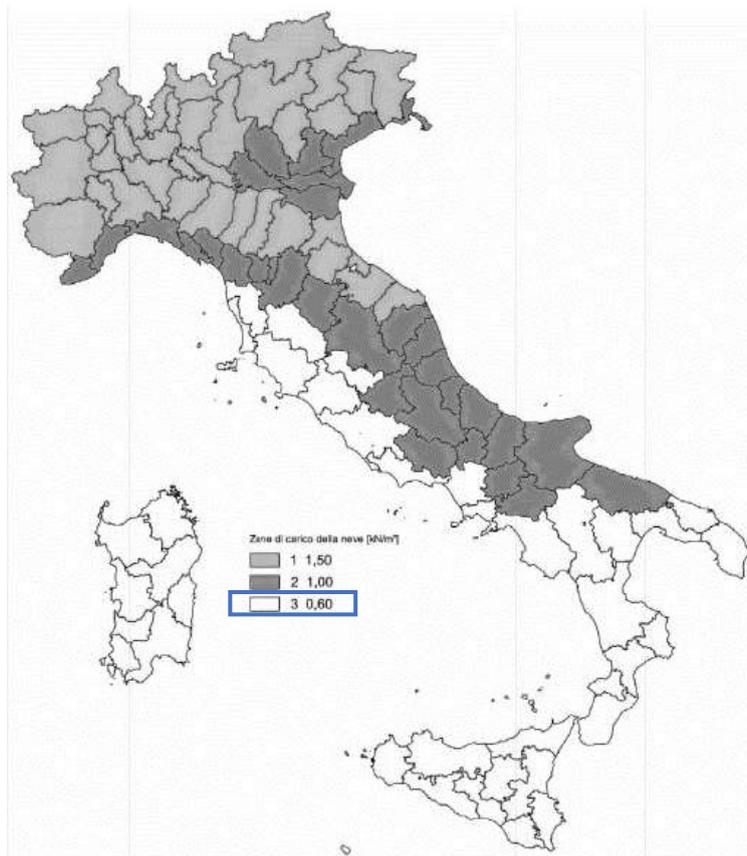
$$ew-55^\circ = 86 mm$$

2.4.3. Carichi accidentali - Azione della Neve

Il carico da neve viene determinato in accordo con il paragrafo D.M. 17 gennaio 2018 – Norme Tecniche per le Costruzioni. Per il presente impianto si adotta la “snow strategy”, una procedura che prevede l’impiego di un sensore che misura lo spessore della neve al suolo. Superata la soglia stabilita di [trigger accumulation = 20 mm], il tracker si posiziona in una configurazione di sicurezza per la neve, pari all’angolo di massima inclinazione, 55°.

2.4.3.1. Valore di riferimento del carico da neve

Il carico da neve al suolo viene determinato in accordo con il D.M. 17 gennaio 2018 – Norme Tecniche per le Costruzioni:



L’impianto si trova in provincia di SUD SARDEGNA (zona III) con $a_s=100$ m.

Zona III

Agrigento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Grosseto, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia-Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo:

$$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/m}^2 \quad a_s \leq 200 \text{ m}$$

$$q_{sk} = 0,51 [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2 \quad a_s > 200 \text{ m} \quad [3.4.5]$$

Essendo $as < 200$ m, il carico da neve risulta pari a 1000N/m^2 .

Prendendo in riferimento l'Annex D del EN 1991-1-3:2003 è possibile impiegare un coefficiente che consente di tenere in conto di un ipotetico periodo di ritorno differente dai 50 anni. Per un periodo di ritorno pari a 25 anni, il valore caratteristico della neve diviene:

2.4.3.2. Coefficiente di forma delle coperture "μi"

$$q_{sn} = q_{sk} \cdot \left\{ \frac{1 - V \frac{\sqrt{6}}{\pi} [\ln(-\ln(1 - P_n)) + 0,57722]}{(1 + 2,5923V)} \right\} = 871 \text{ N/m}^2$$

Il coefficiente di forma μ_i è calcolato seguendo le indicazioni fornite nel paragrafo 3.4.3 del *D.M.*

17 gennaio 2018 – Norme Tecniche per le Costruzioni.

Tab. 3.4.II – Valori del coefficiente di forma

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

Modello (A) – $\alpha = 0^\circ$

$\mu = 0,8;$

Modello (B) – $\alpha = 55^\circ$

$$\mu = \frac{0,8 \cdot (60 - \alpha)}{30} = \frac{0,8 \cdot (60 - 55)}{30} = 0,13;$$

2.4.3.3. Coefficiente di esposizione

Il coefficiente di esposizione C_E è utilizzato per modificare il valore del carico neve in copertura in funzione delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera. Viene determinato dalla tabella 3.4.I del *D.M.* 17 gennaio 2018 – Norme Tecniche per le Costruzioni.

Il valore è: $c_e = 0,9$

Tab. 3.4.I – Valori di C_E per diverse classi di esposizione

Topografia	Descrizione	C_E
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1

2.4.3.4. Coefficiente termico

Il coefficiente termico c_t tiene conto della riduzione del carico da neve, a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla Perdita di calore della stessa. In accordo con il paragrafo 3.4.5 del D.M. 17 gennaio 2018 – Norme Tecniche per le Costruzioni, il valore è: $c_t = 1$.

2.4.3.5. Pressione della neve

Il calcolo della pressione del carico da neve viene determinato in accordo con il paragrafo 3.4.1 del D.M. 17 gennaio 2018 – Norme Tecniche per le Costruzioni

$$q_{s,\alpha} = \mu_{i,\alpha} \cdot c_e \cdot c_t \cdot q_{sk}$$

Pertanto, le due differenti condizioni di carico sono le seguenti:

Model A, $\alpha = 0^\circ$

Trigger Accumulation $\square h = 20 \text{ mm}$

$$s_k = h \cdot \gamma$$

(7.7-1.si)
 $\gamma = 0.426 s_k + 2.2$, but not more than 4.7 kN/m^3

$$s_k = \frac{2.2 \cdot h}{(1 - 0.426 \cdot h)}$$

- $q_{s,0^\circ} = s_k = \frac{2.2 \cdot h}{(1 - 0.426 \cdot h)} = \frac{2.2 \cdot 20}{(1 - 0.426 \cdot 20)} = 44 \text{ N/m}^2$

Model A, $\alpha = 55^\circ$

- $q_{s,55^\circ} = 105 \text{ N/m}^2$

2.4.3.6. Spettri di risposta per l'analisi sismica

Spettro in accordo con TU 2008

- Longitudine 39.541443 Latitudine 8.727712
- Tipo di Terreno A
- Coefficiente di amplificazione topografica (ST) 1.0000
- Vita nominale della costruzione (VN) 50.0 anni
- Classe d'uso II coefficiente CU 1.0
- Classe di duttilità impostata Bassa
- Fattore di struttura massimo q_0 per sisma orizzontale 1.00
- Fattore di duttilità α/α_1 per sisma orizzontale 1.00
- Fattore riduttivo regolarità in altezza KR 1.00
- Fattore riduttivo per la presenza di setti KW 1.00
- Fattore di struttura q per sisma orizzontale 1.00
- Fattore di struttura q per sisma verticale 1.50
- Smorzamento Viscoso (0.05 = 5%) 0.05

TU 2008 SLV H

- Probabilità di superamento (PVR) 10.0 e periodo di ritorno (TR) 475 (anni)
- S_s 1.427
- TB 0.16 [s]
- TC 0.49 [s]
- TD 2.34 [s]
- a_g/g 0.1851
- F_0 2.5122
- T_c^* 0.3212

TU 2008 SLD H

- Probabilità di superamento (PVR) 63.0 e periodo di ritorno (TR) 50 (anni)
- S_s 1.500
- TB 0.15 [s]
- TC 0.46 [s]

- TD 1.87 [s]
- ag/g 0.0675
- Fo 2.4291
- TC 0.2900

2.4.3.7. Fattori di partecipazione del carico sulle masse

Condizione	Commento	Fattore di Partecipazione
1	Dead load	1.000000
2	PV pannells	1.000000
3	Snow	0.000000
4	W2,down,half row	0.000000
5	W2,up,half row	0.000000
6	W3,up,full,row	0.000000
7	dT=30°	0.000000
8	W1.1,down,strip	0.000000
9	W1.1,up,strip	0.000000
10	W1.2,down,strip	0.000000
11	W1.2,up,strip	0.000000

2.4.3.8. Direzioni d'ingresso del Sisma

- 2.4.3.8.1 SLV Direzione 1 Angolo in pianta 0.000 [rad]
- 2.4.3.8.2 SLV Direzione 2 Angolo in pianta 3.142 [rad]
- 2.4.3.8.3 SLV Direzione 3 Angolo in pianta 1.571 [rad]
- 2.4.3.8.4 SLV Direzione 4 Angolo in pianta 4.712 [rad]
- 2.4.3.8.5 SLD Direzione 5 Angolo in pianta 0.000 [rad]
- 2.4.3.8.6 SLD Direzione 6 Angolo in pianta 3.142 [rad]
- 2.4.3.8.7 SLD Direzione 7 Angolo in pianta 1.571 [rad]
- 2.4.3.8.8 SLD Direzione 8 Angolo in pianta 4.712 [rad]

2.4.3.9. Analisi modale

Is	raggio d'inerzia polare di piano $I_s = \sqrt{J_p / m}$
Xg, Yg, Zg	coordinate centro di massa Modale
Dx, Dy	eccentricità centro di massa-centro delle rigidezza
Krzz, Ktmin, Ktmax	rigidezze traslanti e torcenti
r1, r2	raggi giratori d'inerzia $(r_1 = (K_{rzz}/K_{tmin})^{1/2} r_2 = (K_{rzz}/K_{tmax})^{1/2})$

$\Delta K_x, \Delta K_y, \Delta K_{\theta z}$	incrementi percentuali di rigidezza ($\Delta K = (K_i - K_{i-1}) / K_{i-1}$)
$K_{xi}, K_{yi}, K_{\theta zi}$	rigidezze traslanti e torsionali del piano i-esimo rispetto agli assi globali
R	ordinata dello spettro
Coeff. di Part.	coefficienti di partecipazione (in letteratura g_{ij})
$ L_i / L_1 $	rapporto percentuale fra i fattori di partecipazione del modo i-esimo e del primo modo
Mmi/Mmtot	percentuale massa modale efficace dell'i-esimo modo
Sum Mmi/Mmtot	percentuale cumulativa delle masse modali efficaci
$\phi_i, U_x, \phi_i, U_y, \phi_i, \theta_z$	spostamenti modali del nodo master

2.4.3.10 Sintesi dei risultati per direzione d'ingresso del sisma

SLV

Direzione d'ingresso	Modo Principale	Periodo [s]	% Massa Modale Modo Principale	% Massa Modale Totale
0.000 [rad]	9	0.30	82	82
3.142 [rad]	9	0.30	82	82
1.571 [rad]	8	0.32	25	52
4.712 [rad]	8	0.32	25	52

SLD

Direzione d'ingresso	Modo Principale	Periodo [s]	% Massa Modale Modo Principale	% Massa Modale Totale
0.000 [rad]	9	0.30	82	82
3.142 [rad]	9	0.30	82	82
1.571 [rad]	8	0.32	25	52
4.712 [rad]	8	0.32	25	52

2.4.4. Carico Termico

Il carico termico viene calcolato in modo automatico dal software strutturale attraverso la seguente espressione lineare:

$$\Delta L = \alpha \cdot \Delta T \cdot L = 12 \cdot 10^{-6} \cdot \Delta T \cdot L$$

Nel modello strutturale gli spostamenti vengono generati in relazione alle forze. A favore della sicurezza i carichi termici considerati nel calcolo sono i seguenti:

$$+\Delta T = +30^{\circ}\text{C}$$

$$-\Delta T = -30^{\circ}\text{C}$$

2.4.5. Combinazione dei carichi e criteri di verifica

La combinazione dei carichi agenti sulla struttura e la conseguente verifica strutturale viene fatta in accordo con quanto prescritto dal DM 17/01/18. La relazione fondamentale per la verifica è data dalla seguente espressione

$$E_d \leq R_d = R_k / \gamma_{m0}$$

In accordo con il DM 17/01/18 per le verifiche è stato considerato:

R_k → Valore caratteristico di Resistenza;

$\gamma_{m0} = 1,05$ → Coefficiente parziale di resistenza di Resistenza per acciaio;

Il criterio utilizzato per la progettazione è l'Approccio 1 in accordo al cap. 02 del DM 17/01/18 che considera per le verifiche strutturali i valori dei coefficienti parziali riportati in Tabella 2.6.I colonna A1 STR, come pure per le verifiche geotecniche sono considerati i coefficienti parziali riportati in Tabella A1.2(C).

Combinazione per le verifiche allo SLU di resistenza

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_Q \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Combinazione per le verifiche per azioni dovute da SISMA (SLV)

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + E + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Combinazione per le verifiche allo SLS - rare

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{1,i} \cdot Q_{k,i}$$

In cui i parametri sono indicati nelle tabelle sottostanti:

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

2.4.6. Risultati delle Combinazioni

Combinazione agli Stati Limite Ultimi

Combinazione di carico numero	
1	ULS - D+P
2	ULS - snow
3	ULS - snow + (downW2 +dT)
4	ULS - snow + (downW2 -dT)
5	ULS - snow + (downW2)
6	ULS - downW2
7	ULS - downW2 + (snow +dT)
8	ULS - downW2 + (snow -dT)
9	ULS - downW2 + (snow)
10	ULS - upW2
11	ULS - upW2 + (+dT)
12	ULS - upW2 + (-dT)
13	ULS - upW3
14	ULS - upW3 + (+dT)
15	ULS - upW3 + (-dT)
16	ULS - +dT (downW2 + snow)
17	ULS - +dT (upW2)
18	ULS - +dT (upW3)
19	ULS - -dT (downW2 + snow)
20	ULS - -dT (upW2)
21	ULS - -dT (upW3)

Comb.\Cond	1	2	3	4	5	6	7
1	1.3	1.3					
2	1.3	1.3	1.5				
3	1.3	1.3	1.5	0.9			0.9
4	1.3	1.3	1.5	0.9			-0.9
5	1.3	1.3	1.5	0.9			
6	1.3	1.3		1.5			
7	1.3	1.3	0.75	1.5			0.9
8	1.3	1.3	0.75	1.5			-0.9
9	1.3	1.3	0.75	1.5			
10	1	1			1.5		
11	1	1			1.5		0.9

12	1	1			1.5		-0.9
13	1	1				1.5	
14	1	1				1.5	0.9
15	1	1				1.5	-0.9
16	1.3	1.3	0.75	0.9			1.5
17	1	1			0.9		1.5
18	1	1				0.9	1.5
19	1.3	1.3	0.75	0.9			-1.5
20	1	1			0.9		-1.5
21	1	1				0.9	-1.5

Combinazioni agli Stati Limite di Salvaguardia della Vita

Combinazione di carico numero	
22	Sisma 0 / 90
23	Sisma 0 / 270
24	Sisma 180 / 90
25	Sisma 180 / 270
26	Sisma 90 / 0
27	Sisma 90 / 180
28	Sisma 270 / 0
29	Sisma 270 / 180

Comb.\Cond	1	2	12	13	14	15
22	1	1	1		0.3	
23	1	1	1			0.3
24	1	1		1	0.3	
25	1	1		1		0.3
26	1	1	0.3		1	
27	1	1		0.3	1	
28	1	1	0.3			1
29	1	1		0.3		1

Combinazioni RARE Stati limite di Esercizio

Combinazione di carico numero	
30	ULS - downW1.1
31	ULS - downW1.1 + (snow)
32	ULS - upW1.1
33	ULS - downW1.2
34	ULS - downW1.2 + (snow)
35	ULS - upW1.2
36	ULS - snow
37	ULS - snow + (downW1.1)
38	ULS - snow + (downW1.2)

Comb.\Cond	1	2	3	8	9	10	11
30	1.3	1.3		1.5			
31	1.3	1.3	0.75	1.5			
32	1	1			1.5		
33	1.3	1.3				1.5	
34	1.3	1.3	0.75			1.5	
35	1	1					1.5
36	1.3	1.3	1.5				
37	1.3	1.3	1.5	0.9			
38	1.3	1.3	1.5			0.9	

2.5. Caratteristiche dei profili e classificazione delle sezioni

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, considerati in via preliminare per l'impianto.

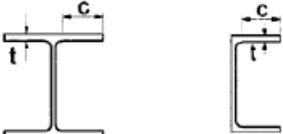
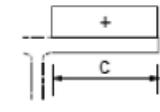
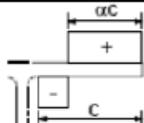
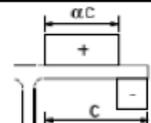
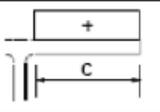
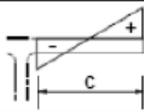
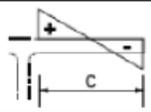
Per il calcolo delle caratteristiche geometriche e inerziali ci siamo avvalsi di Autocad, mentre per la classificazione delle sezioni abbiamo realizzato un semplice foglio Excel in base alle prescrizioni riportate in tabella 5.2 dell'Eurocodice 3 UNI EN 1993-1-1 aggiornata al 2005.

Tabella 4.2.I - Massimi rapporti larghezza spessore per parti compresse

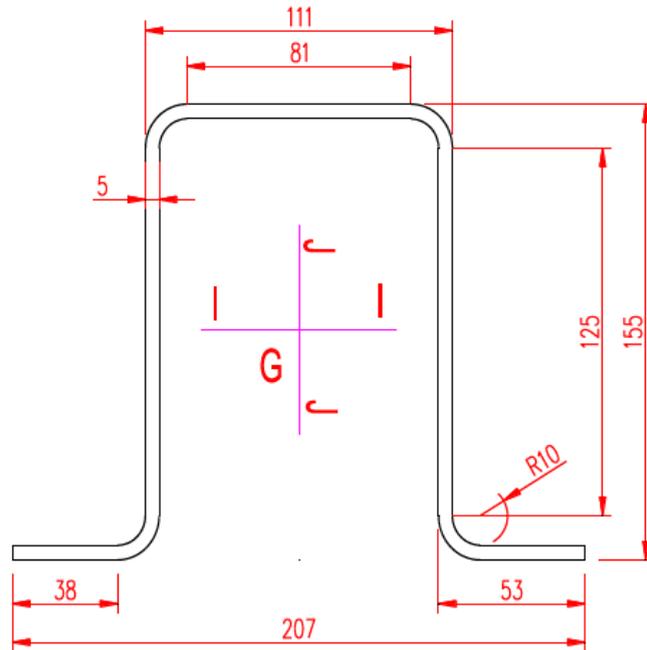
		Parti interne compresse				
		Inflessione intorno all'asse		Inflessione intorno all'asse		
Classe	Parte soggetta a flessione	Parte soggetta a compressione	Parte soggetta a flessione e a compressione			
1	$c/t \leq 72e$	$c/t \leq 33e$	quando $\alpha > 0,5: c/t \leq \frac{396e}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5: c/t \leq \frac{36e}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83e$	$c/t \leq 38e$	quando $\alpha > 0,5: c/t \leq \frac{456e}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5: c/t \leq \frac{41,5e}{\alpha}$			
3	$c/t \leq 124e$	$c/t \leq 42e$	quando $\psi > -1: c/t \leq \frac{42e}{0,67 + 0,33\psi}$ quando $\psi \leq -1: c/t \leq 62\alpha(1 - \psi)\sqrt{(-\psi)}$			
$e = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355	420	460
	e	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

^{*)} $\psi \leq -1$ si applica se la tensione di compressione $\sigma \leq f_{yk}$ o la deformazione a trazione $\epsilon_y > f_{yk}/E$

Tabella 4.2.II- Massimi rapporti larghezza spessore per parti compresse

Piattabande esterne						
						
Profilati laminati a caldo			Sezioni saldate			
Classe	Piattabande esterne soggette a compressione		Piattabande esterne soggette a flessione e a compressione			
			Con estremità in compressione		Con estremità in trazione	
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
1	$c/t \leq 9\epsilon$		$c/t \leq \frac{9e}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{9e}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	
2	$c/t \leq 10\epsilon$		$c/t \leq \frac{10e}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{9e}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
3	$c/t \leq 14\epsilon$		$c/t \leq 21e\sqrt{k_e}$ Per k_e vedere EN 1993-1-5			
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355	420	460
	e	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Drive Post 155x111x53x5 mm



Inertia Characteristics (dimensions in mm)

Area:2427.6991

Perimeter:..... 981.0796

Main moments and direction X-Y compared to the barycenter:

I: 8005137.3745 lungo [1.0000 0.0000]

J: 7611500.6691 lungo [0.0000 1.0000]

Parte interna soggetta a compressione - (classe 1):

$$c/t=81/5 = 16,2 < 24,68 = 33 \cdot 0,748 = 33 \cdot \varepsilon = 33 \cdot \sqrt{(235/fyk)} \quad S420$$

Parte interna soggetta a compressione e flessione - (classe 1):

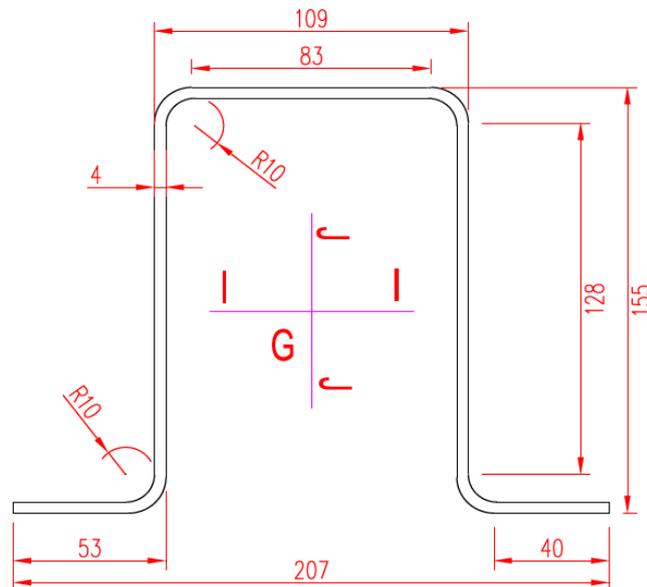
$$c/t = 125/5=25,00 < 58,86 = 72 \cdot 0,748 = 72 \cdot \varepsilon = 72 \cdot \sqrt{(235/fyk)} \quad S420$$

Parte esterna soggetta a compressione - (classe 3):

$$c/t = 38/5=7,6 \leq 10,47 = 14 \cdot 0,748 = 14 \cdot \varepsilon = 14 \cdot \sqrt{(235/fyk)} \quad S420$$

La classificazione del profilo viene effettuata considerando la condizione più sfavorevole, pertanto il profilo è in classe 3. Di conseguenza le verifiche strutturali saranno effettuate in campo elastico.

Lateral Post 155x109x53x4 mm



Inertia Characteristics (dimensions in mm)

Area: 1976.7699
 Perimeter: 986.5133

Main moments and direction X-Y compared to the barycenter: I: 6648783.2013 lungo [1.0000 0.0000]

J: 6125348.6205 lungo [0.0000 1.0000]

Parte interna soggetta a compressione - (classe 1):

$$c/t = 83/4 = 20,75 < 24,68 = 33 \cdot 0,748 = 33 \cdot \epsilon = 33 \cdot \sqrt{(235/f_{yk})} \quad S420$$

Parte interna soggetta a compressione e flessione - (classe 1):

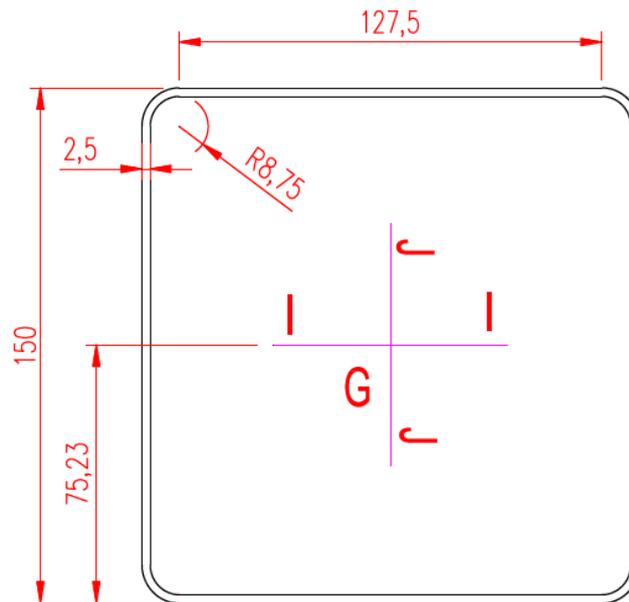
$$c/t = 128/4 = 32,00 < 53,87 = 72 \cdot 0,748 = 72 \cdot \epsilon = 72 \cdot \sqrt{(235/f_{yk})} \quad S420$$

Parte esterna soggetta a compressione - (classe 3):

$$c/t = 40/4 = 10,00 \leq 10,47 = 14 \cdot 0,748 = 14 \cdot \epsilon = 14 \cdot \sqrt{(235/f_{yk})} \quad S420$$

La classificazione del profilo viene effettuata considerando la condizione più sfavorevole, pertanto il profilo è in classe 3. Di conseguenza le verifiche strutturali saranno effettuate in campo elastico.

Main Beam 150 x 150 x 2,5 mm



Inertia Characteristics (dimensions in mm)

Area: 1432.0796

Perimeter:..... 1145.6637

Main moments and direction X-Y compared to the barycenter:

I: 5105869.8635 lungo [1.0000 0.0000]

J: 5105869.8635 lungo [0.0000 1.0000]

Parte interna soggetta a compressione - (classe 4):

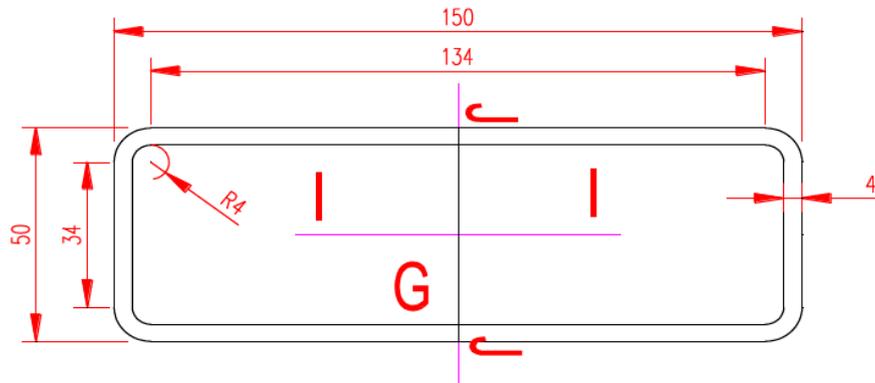
$$c/t = 127,5/2,5 = 51,00 > 31,42 = 42 \cdot 0,748 = 42 \cdot \varepsilon = 42 \cdot \sqrt{(235/f_{yk})} \quad S420$$

Parte interna soggetta a compressione e flessione - (classe 1):

$$c/t = 127,5/2,5 = 51,00 < 53,86 = 72 \cdot 0,748 = 72 \cdot \varepsilon = 72 \cdot \sqrt{(235/f_{yk})} \quad S420$$

La classificazione del profilo viene effettuata considerando la condizione più sfavorevole, pertanto il profilo è in classe 4. Di conseguenza le verifiche strutturali saranno effettuate in campo elas--

Cantilever 150 x 50 x 4 mm



Inertia Characteristics (dimensions in mm)

Area:1495.7184

Perimeter:..... 747.3981

Main moments and direction X-Y compared to the barycenter:

I: 661668.9930 lungo [1.0000 0.0000

J: 3818550.2679 lungo [0.0000 1.0000]

Parte interna soggetta a compressione – (classe 4):

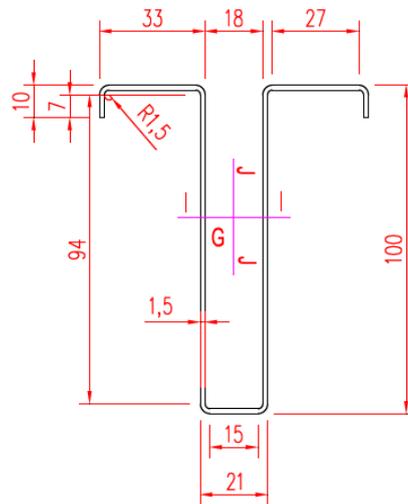
$$c/t = 134/4 = 33,5 > 31,42 = 42 \cdot 0,748 = 42 \cdot \varepsilon = 42 \cdot \sqrt{(235/f_{yk})} \quad S420$$

Parte interna soggetta a compressione e flessione – (classe 1):

$$c/t = 34/4 = 8,5 < 53,86 = 72 \cdot 0,748 = 72 \cdot \varepsilon = 72 \cdot \sqrt{(235/f_{yk})} \quad S420$$

La classificazione del profilo viene effettuata considerando la condizione più sfavorevole, pertanto il profilo è in classe 4. Di conseguenza le verifiche strutturali saranno effettuate in campo elastico.

Module Support Type S 100 x 21 x 33 x10 x 1,5 mm



Inertia Characteristics (dimensions in mm)

Area: 446.4087

Perimeter:..... 586.5116

Main moments and direction X-Y compared to the barycenter: I: 557776.5940 lungo [1.0000 0.0000]

J: 140255.4480 lungo [0.0000 1.0000]

Parte interna soggetta a compressione – (classe 1):

$$c/t = 15/1,5 = 10,00 < 27,24 = 33 \cdot 0,825 = 33 \cdot \varepsilon = 33 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}} \quad S345$$

• Parte interna soggetta a compressione – (classe 1):

$$c/t = 27/1,5 = 18,00 < 27,24 = 33 \cdot 0,825 = 33 \cdot \varepsilon = 33 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}} \quad S345$$

• Parte interna soggetta a compressione e flessione – (classe 2):

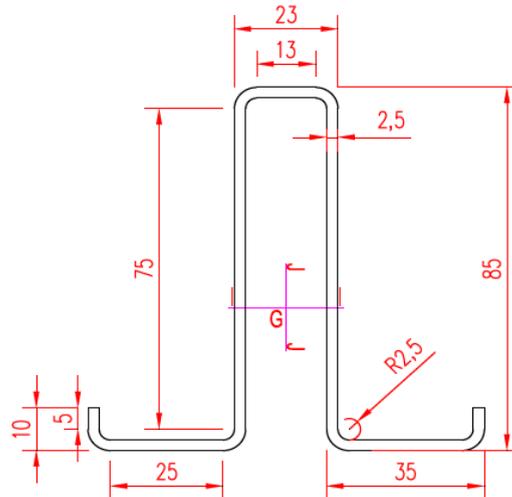
$$c/t = 94/1,5 = 62,66 < 68,50 = 83 \cdot 0,825 = 83 \cdot \varepsilon = 83 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}} \quad S345$$

• Part esterna soggetta a compressione – (classe 1):

$$c/t = 7/1,5 = 4,66 < 7,43 = 9 \cdot 0,825 = 9 \cdot \varepsilon = 9 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}} \quad S345$$

La classificazione del profilo viene determinate in base alla classificazione più alta dei vari elementi, pertanto il profilo è in classe 2. Le verifiche saranno effettuate in campo plastico.

Module Support Type LS 85 x 23 x 35 x 10 x 2,5 mm



Inertia Characteristics (dimensions in mm)

Area: 645.8573

Perimeter:..... 521.6858

Main moments and direction X-Y compared to the barycenter:

I: 562571.0097 lungo [1.0000 0.0000]

J: 237143.4391 lungo [0.0000 1.0000]

- Parte interna soggetta a compressione – (classe 1):

$$c/t = 13/2,5 = 5,2 < 27,24 = 33 \cdot 0,825 = 33 \cdot \varepsilon = 33 \cdot \frac{\sqrt{235}}{\sqrt{f_{yk}}} \quad S345$$

- Parte interna soggetta a compressione – (classe 1):

$$c/t = 25/2,5 = 10,10 < 27,24 = 33 \cdot 0,825 = 33 \cdot \varepsilon = 33 \cdot \frac{\sqrt{235}}{\sqrt{f_{yk}}} \quad S345$$

- Parte interna soggetta a compressione e flessione – (classe 1):

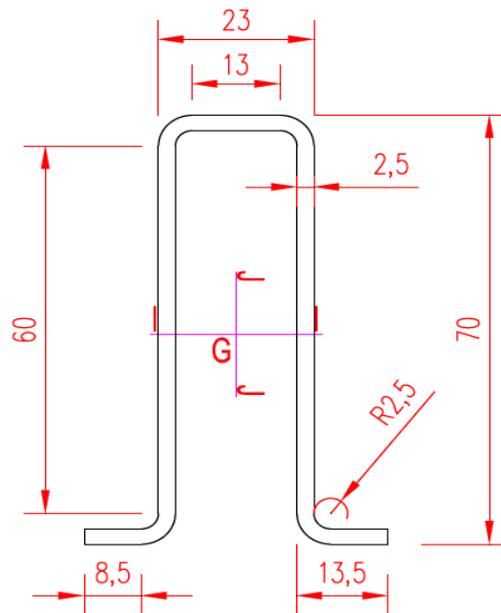
$$c/t = 75/2,5 = 30,00 < 59,42 = 72 \cdot 0,825 = 72 \cdot \varepsilon = 72 \cdot \frac{\sqrt{235}}{\sqrt{f_{yk}}} \quad S345$$

- Part esterna soggetta a compressione – (classe 1):

$$c/t = 5/2,5 = 2,00 < 7,43 = 9 \cdot 0,825 = 9 \cdot \varepsilon = 9 \cdot \frac{\sqrt{235}}{\sqrt{f_{yk}}} \quad S345$$

La classificazione del profilo viene determinate in base alla classificazione più alta dei vari elementi, pertanto il profilo è in classe 1. Le verifiche saranno effettuate in campo plastico.

Module Support Type E 70 x 23 x 13,5 x 2,5 mm



Inertia Characteristics (dimensions in mm)

Area:..... 433.9049

Perimeter:..... 352.1239

Main moments and direction X-Y compared to the barycenter:

I: 237430.8059 lungo [1.0000 0.0000]

J: 52927.2360 lungo [0.0000 1.0000]

- Parte interna soggetta a compressione – (classe 1):

$$c/t = 13/2,5 = 5,20 < 27,24 = 33 \cdot 0,825 = 33 \cdot \varepsilon = 33 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}} \quad S345$$

- Parte interna soggetta a compressione e flessione – (classe 1):

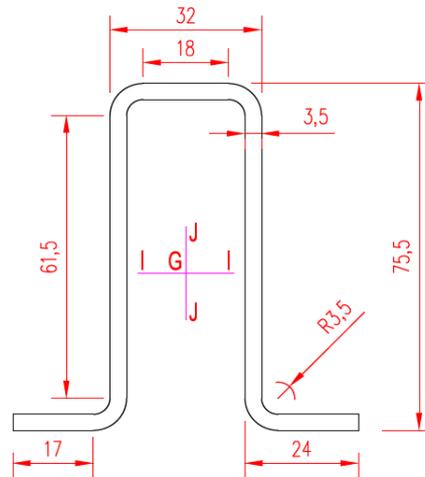
$$c/t = 60/2,5 = 24,00 < 59,42 = 72 \cdot 0,825 = 72 \cdot \varepsilon = 72 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}} \quad S345$$

- Part esterna soggetta a compressione – (classe 1):

$$c/t = 8,5/2,5 = 3,40 < 7,43 = 9 \cdot 0,825 = 9 \cdot \varepsilon = 9 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}} \quad S345$$

La classificazione del profilo viene determinate in base alla classificazione più alta dei vari elementi; pertanto il profilo è in classe 1. Le verifiche saranno effettuate in campo plastico.

Module Support Type P 75,5 x 32 x 24 x 3,5 mm



Inertia Characteristics (dimensions in mm)

Area:.....727.9535

Perimeter:.....422.9734

Main moments and direction X-Y compared to the barycenter:

I: 501709.5455 lungo [1.0000 0.0000]

J: 209913.3942 lungo [0.0000 1.0000]

- Parte interna soggetta a compressione – (classe 1):

$$c/t = 18/3,5 = 5,14 < 27,24 = 33 \cdot 0,825 = 33 \cdot \varepsilon = 33 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}} \quad S345$$

- Parte interna soggetta a compressione e flessione – (classe 1):

$$c/t = 61,5/3,5 = 17,57 < 59,42 = 72 \cdot 0,825 = 72 \cdot \varepsilon = 72 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}} \quad S345$$

- Part esterna soggetta a compressione – (classe 1):

$$c/t = 17/3,5 = 4,85 < 7,43 = 9 \cdot 0,825 = 9 \cdot \varepsilon = 9 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}} \quad S345$$

La classificazione del profilo viene determinate in base alla classificazione più alta dei vari elementi, pertanto il profilo è in classe 1. Le verifiche saranno effettuate in campo plastico.

2.6. Fondazioni di sostegno

Per le strutture ad inseguimento si adotteranno pali prefabbricati in acciaio, disponibili in varie geometrie e configurazioni, che vengono infissi nel terreno per mezzo di semplici apparecchiature montabili con facilità sulle più comuni macchine operatrici. Ciò implica la quasi totale assenza di un cantiere per la realizzazione della fondazione, aspetto fondamentale quando ci si trova ad operare in ambiti rurali difficilmente raggiungibili, e soprattutto consente di realizzare opere facilmente reversibili.

Tale tipologia di palo è dimensionata dal Costruttore per resistere sia a sforzi di compressione che di trazione e perciò consente alla struttura di sopportare anche momenti ribaltanti.

In fase esecutiva, a seguito di prove geotecniche, sarà possibile eventualmente definire una diversa tipologia di palo. Ricontrate particolari condizioni geotecniche del sito, il Costruttore potrebbe suggerire, infatti, l'installazione dei cosiddetti "Pali a Vite" i quali, così come i suddetti pali infissi, non richiedono fondazione.

Nel caso in esame, il palo verrà infisso all'interno del terreno per una profondità di circa 2m come meglio raffigurato negli elaborati grafici di progetto.

Mantenendo le caratteristiche del terreno alla base del dimensionamento dei pali infissi [cautelative rispetto alle condizioni in sito, in quanto variabili a seconda dell'area di intervento nel sito in progetto], la portata complessiva del palo Q , può essere considerata pari a circa 1'558,00 kg

3. BASAMENTI FONDAZIONI POWER STATIONS E CABINA MT - EDIFICI FABBRICATI RURALI - NUOVO CAPANNONE AGRICOLO PER RICOVERO MEZZI AGRICOLI E MAGAZZINO

3.1.1. Caratteristiche geometriche basamenti fondazioni power station e cabina mt

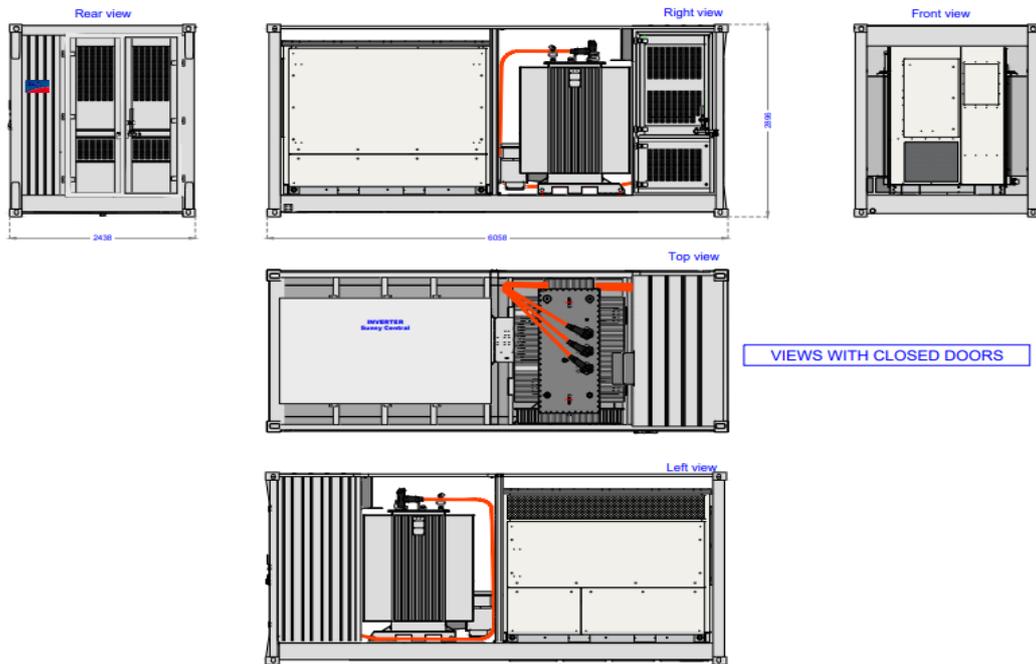
A servizio dell'impianto agrofotovoltaico sono previste più Power Station e una consegna MT dalla quale si articolerà il cavidotto MT fino alla Cabina Utente.

All'interno delle stesse vanno considerati gli allestimenti che concorrono alla trasformazione e al trasporto dell'energia prodotta dal generatore fotovoltaico (trasformatori, quadri ecc..).

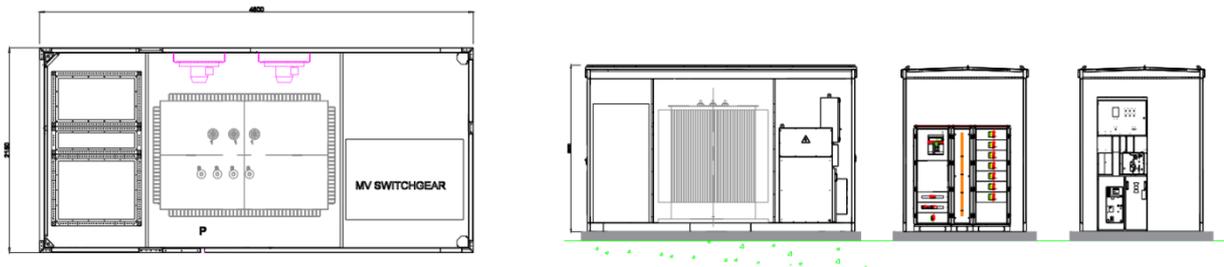
All'interno del campo sarà altresì necessario prevedere il fissaggio di apparecchiature elettriche. Su tutti si evidenzia una diversa organizzazione del Sottocampo 16, ove il gruppo di conversione DC/AC è ripartito su più inverter (di potenza AC e di ingombro decisamente inferiore a quelli degli altri sottocampi) distribuiti nelle immediate vicinanze dei tracker mediante piccole strutture assemblabili.

Nella fattispecie si distinguono:

- Container MVPS – Sottocampo da 1 a 15: si tratta di un container prefabbricato e appositamente allestito con Inverter Centralizzato SC2800 UP, TR BT/MT in olio con relativa vasca di raccolta e QMT.

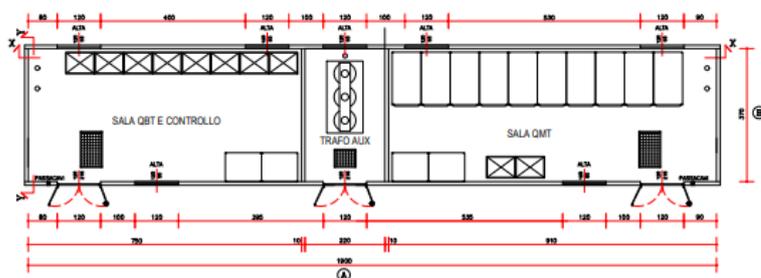


- Container MVPS – Sottocampo 16: si tratta di un container prefabbricato e appositamente allestito con QBT per la raccolta degli inverter distribuiti in campo, TR BT/MT in olio e relativa vasca di raccolta e QMT.

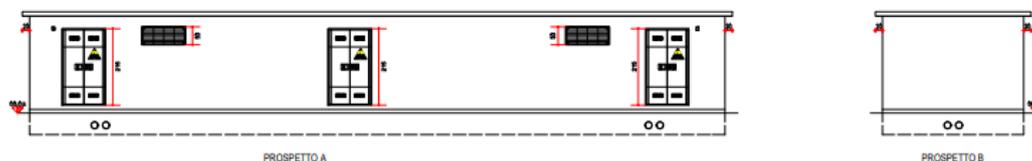


- Cabina Raccolta MT: all'interno di tale cabina giungeranno i due anelli di collegamento delle MVPS di campo e dalla stessa partiranno le Terne MT a 30 kV che si articoleranno fino alla Cabina Utente per 8,8 km circa. All'interno della cabina in questione saranno altresì posizionate apparecchiature di gestione e controllo dell'impianto.

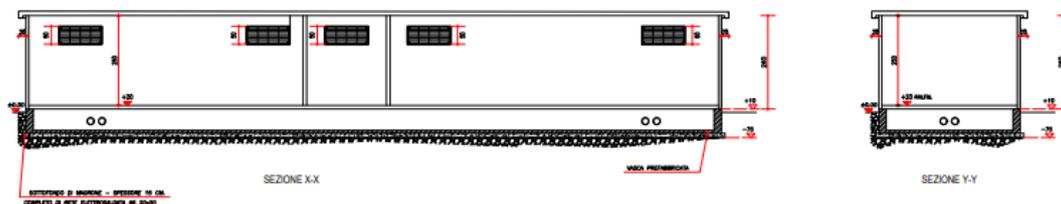
PIANTA CABINA DI RACCOLTA MT (SCALA 1:50)



PROSPETTI CABINA DI RACCOLTA MT (SCALA 1:50)



SEZIONI CABINA DI RACCOLTA MT (SCALA 1:50)

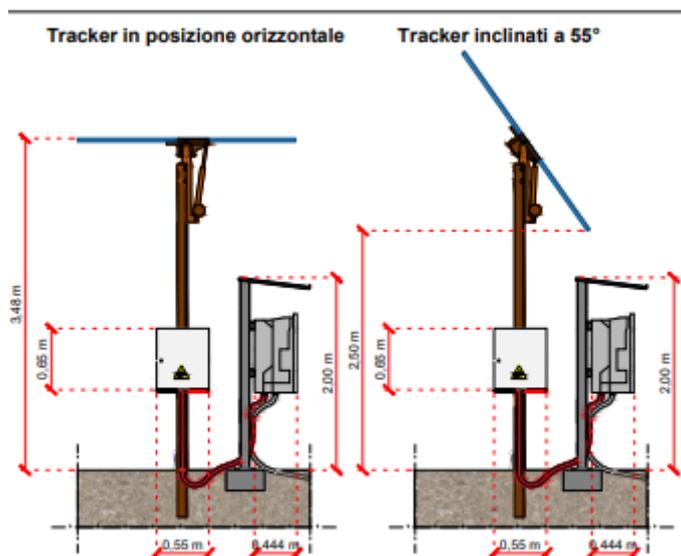


In generale si precisa comunque che tutte i suddetti Container saranno del tipo prefabbricato e prodotti in stabilimento da un costruttore che ne fornirà i calcoli e/o i certificati di prodotto.

Per i dettagli dimensionali si rimanda comunque agli elaborati di progetto.

Nel Capitolo rientra anche l'analisi preliminare di strutture "secondarie" tra cui su tutte si considerano quelle necessarie al posizionamento degli inverter del Sottocampo 16.

**DETTAGLIO POSIZIONAMENTO QPS E INVERTER
SOTTOCAMPO 16 - VISTA B (SCALA 1:20)**



3.1.2. Edifici fabbricati rurali - nuovo capannone agricolo per ricovero mezzi agricoli e magazzino

Sul sito insistono due fabbricati rurali (ex porcilaie, ovili etc) per i quali è prevista la demolizione e ricostruzione con nuova struttura in muratura portante.

Inoltre, è prevista la realizzazione di un nuovo capannone con struttura prefabbricata in legno e copertura sempre in legno.

3.2. Azioni agenti sui basamenti

Per i basamenti di cui sopra si considerano, in via preliminare, i seguenti carichi:

Container MVPS – Sottocampo da 1 a 15:

- Peso Power Station, [comprensiva di macchinari ed attrezzature]: 12.000 kg – corrispondente ad un carico ripartito di 0.08 daN/cm²;
- Si è considerato un sovraccarico accidentale di 0,04 daN/cm².

Container MVPS – Sottocampo 16:

- Peso cabina, [comprensiva di macchinari ed attrezzature]: 6.000 kg – corrispondente ad un carico ripartito di 0.06 daN/cm²;
- Si è considerato un sovraccarico accidentale di 0,04 daN/cm².

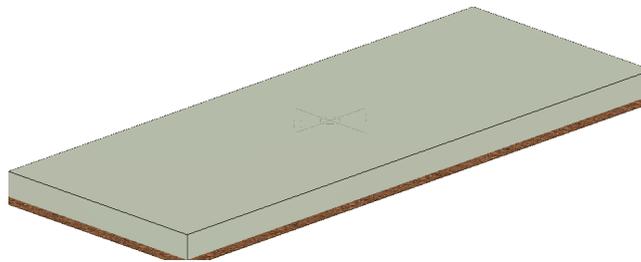
Cabina Raccolta MT:

- Peso cabina, [comprensiva di macchinari ed attrezzature]: 60.000 kg – corrispondente ad un carico ripartito di 0.09 daN/cm²;
- Si è considerato un sovraccarico accidentale di 0,04 daN/cm².

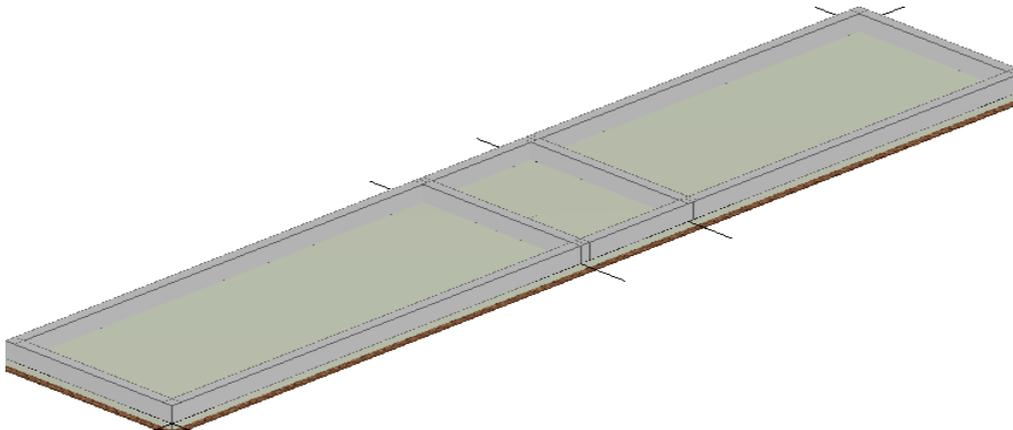
Le cabine risultano appoggiate su basamenti in cemento armato.

Si riporta di seguito la schematizzazione assonometrica delle due tipologie di fondazioni previste:

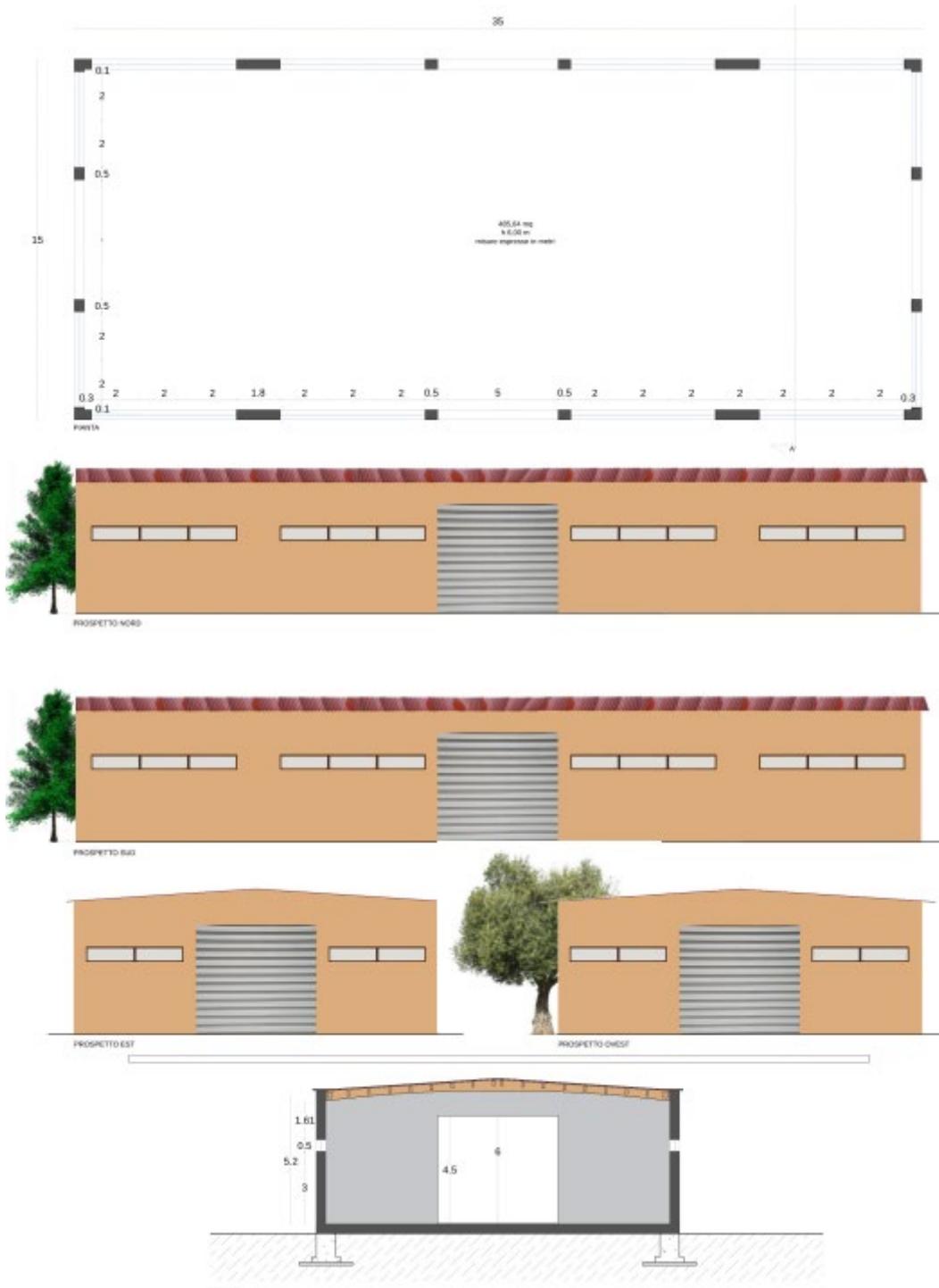
Cabina MVPS – Sottocampo da 1 a 15 e sottocampo 16



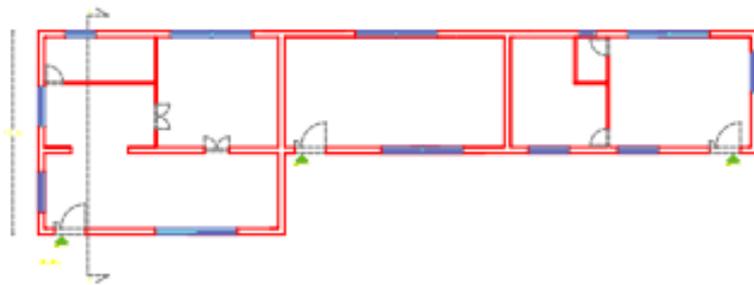
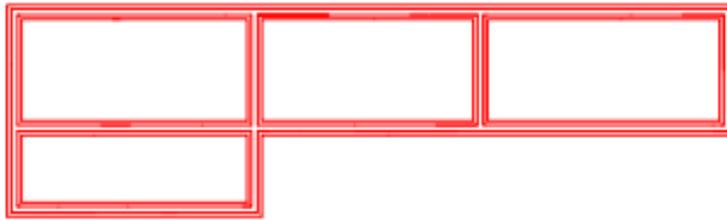
Cabina generale MT – ausiliari



Schema progettuale capannone prefabbricato in legno e copertura in legno



Schema progettuale fabbricato in muratura portante 1)



PROSPETTIVA



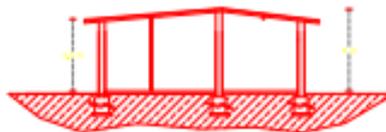
PROSPETTIVA



PROSPETTIVA

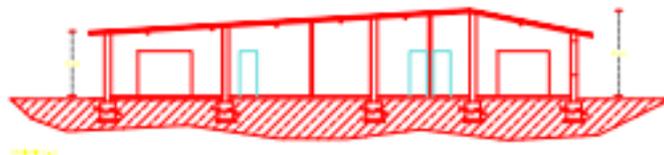
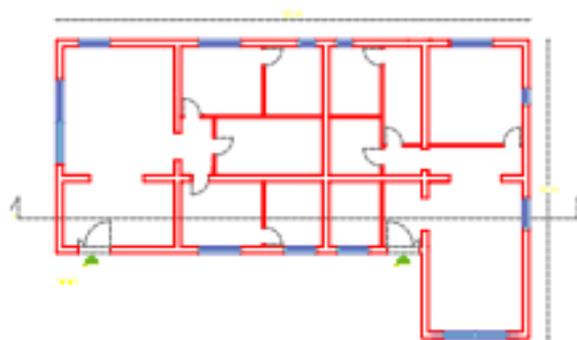
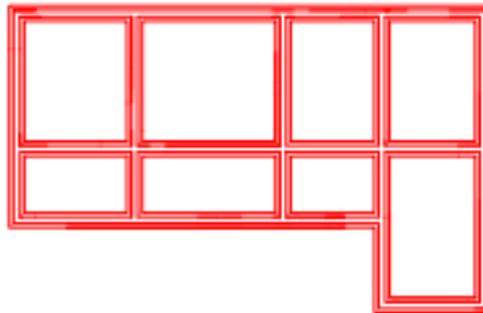


PROSPETTIVA



SEZIONE

Schema progettuale fabbricato in muratura portante 2)



3.3. Normativa di riferimento

Le fasi di analisi e verifica delle strutture saranno condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative, per quanto applicabili in relazione al criterio di calcolo adottato dal progettista, evidenziato nel prosieguo della presente relazione:

- **Legge 5 novembre 1971 n. 1086** (G.U. 21 dicembre 1971 n. 321)

"Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica".

- **Legge 2 febbraio 1974 n. 64** (G.U. 21 marzo 1974 n. 76)

"Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche".

Indicazioni progettive per le nuove costruzioni in zone sismiche a cura del Ministero per la Ricerca scientifica - Roma 1981.

- **D. M. Infrastrutture Trasporti 17/01/2018** (G.U. 20/02/2018 n. 42 - Suppl. Ord. n. 8)

"Aggiornamento delle Norme tecniche per le Costruzioni".

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, ad integrazione della norma precedente e per quanto con esse non in contrasto, sono state utilizzate le indicazioni contenute nelle seguenti norme:

- **Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP.** (G.U. Serie Generale n. 35 del 11/02/2019 - Suppl. Ord. n. 5) Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.
- **Eurocodice 3 - "Progettazione delle strutture in acciaio"** - EN 1993-1-1.

3.4. Materiali Impiegati e resistenze di calcolo

Tutti i materiali strutturali impiegati saranno muniti di marcatura "CE", ed essere conformi alle prescrizioni del "REGOLAMENTO (UE) N. 305/2011 DEL PARLAMENTO EUROPEO E DEL CONSIGLIO del 9 marzo 2011", in merito ai prodotti da costruzione.

I *Materiali* ed i *vari Prodotti* necessari per la realizzazione delle *componenti strutturali* del Progetto dovranno attenersi ai consueti canoni di selezione e scelta riportati in *Normativa*. Si ritiene comunque necessario sottolineare che essi dovranno essere:

- *identificati* univocamente a cura del *Produttore*;
- *qualificati* sotto la responsabilità del *Produttore*;
- *accettati* dal *Direttore dei Lavori* mediante acquisizione e verifica della documentazione di qualificazione, nonché mediante eventuali prove sperimentali di accettazione.

Le prove su materiali e prodotti devono generalmente essere effettuate da:

- laboratori di prova notificati ai sensi dell'art.18 della Direttiva n.89/106/CEE;
- laboratori di cui all'art.59 del DPR n.380/2001;
- altri laboratori, dotati di adeguata competenza e idonee attrezzature, appositamente abilitati dal Servizio Tecnico Centrale.

I produttori di materiali, prodotti o componenti dovranno dotarsi di adeguate procedure di controllo di produzione in fabbrica. Per controllo di produzione nella fabbrica si intende il controllo permanente della produzione, effettuato dal fabbricante. Tutte le procedure e le disposizioni adottate dal fabbricante dovranno essere documentate sistematicamente ed essere a disposizione di qualsiasi soggetto od ente di controllo che ne abbia titolo.

Acciaio in barre da c.a.

Tipo di acciaio: B450C

Caratteristiche	requisiti	Frattile (%)
Tensione caratteristica di snervamento f_{yk}	$\geq f_{y\ nom}$	5.00
Tensione caratteristica di rottura	$\geq f_{t\ nom}$	5.00
$(f_t/f_y)_k$	≥ 1.15 < 1.35	10.00
$(f_y/f_{ynom})_k$	≤ 1.25	
Allungamento $(A_{gt})_k$	$\geq 7.5\ %$	
Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90° e successivo raddrizzamento senza cricche		
$\varnothing < 12\ mm$	4 \varnothing	
$12 \leq \varnothing \leq 16\ mm$	5 \varnothing	
per $16 \leq \varnothing \leq 25\ mm$	8 \varnothing	
per $25 \leq \varnothing \leq 40\ mm$	10 \varnothing	

Le barre sono caratterizzate dal *diametro* Φ della barra tonda liscia *equipesante*, calcolato nell'ipotesi che la densità dell'acciaio sia pari a $7,85\ kg/dm^3$.

L'acciaio per cemento armato *B450C* è caratterizzato dai seguenti valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento e rottura da utilizzare nei calcoli e deve rispettare i requisiti indicati nelle seguenti tabelle.

$$\frac{e_{yd} = f_{yd} / E_s}{e_{su} = 1\%}$$

$$\frac{f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s}{\sigma_s = 0,8 f_{yk}}$$

Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yk}	450	[N/mm ²]
Resistenza a rottura dell'acciaio a trazione	f_t	540	[N/mm ²]
Coefficiente di sicurezza parziale per l'acciaio	γ_s	1.15	[-]
Modulo di elasticità secante dell'acciaio	E_s	206000	[N/mm ²]
Deformazione a snervamento dell'acciaio	ϵ_{yd}	0.001957	[-]
Deformazione ultima dell'acciaio	ϵ_{su}	0.01	[-]
Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio	f_{yd}	391.3	[N/mm ²]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[N/mm ²]

Prima della fornitura in cantiere gli elementi di cui sopra possono essere saldati, presagomati (*staffe, ferri piegati, ecc.*) o preassemblati (*gabbie di armatura, ecc.*) a formare elementi composti direttamente utilizzabili in opera.

Gli acciai delle reti e tralicci elettrosaldati devono essere saldabili. L'interasse delle barre non deve superare 330 mm . I tralicci sono dei componenti reticolari composti con barre ed assemblati mediante saldature. Gli elementi base devono avere diametro Φ che rispetta la limitazione: $6\text{ mm} \leq \Phi \leq 16\text{ mm}$. Il rapporto tra i diametri delle barre componenti reti e tralicci deve essere: $\Phi_{\text{min}} / \Phi_{\text{Max}} \geq 0,6$.

Calcestruzzo per getti in opera

Tipo di calcestruzzo: C28/35, rif. UNI ENV 1992-1-1

Nel *Presente Progetto* è previsto l'impiego di un *calcestruzzo C28/35*. Le *Caratteristiche Meccaniche* del *Calcestruzzo* sono di seguito riportate e seguono le formulazioni classiche della normativa italiana vigente.

$$\begin{array}{l}
 f_{cm} = f_{ck} + 8 \\
 f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3} \\
 f_{ctm} = 2,12 \ln(1 + f_{cm}/10) \\
 f_{ctk;0,05} = 0,7 f_{ctm} \\
 f_{ctk;0,95} = 1,3 f_{ctm} \\
 E_{cm} = 22 [f_{cm}/10]^{0,3} \\
 \epsilon_{cl} = 2,0 + 0,085 (f_{ck} - 50)^{0,53} \\
 \epsilon_{cu} = 2,6 + 35 [(90 - f_{ck})/100]^4 \\
 f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c \\
 f_{ctd} = f_{ctk;0,05} / \gamma_c \\
 \sigma_{c,caratt.} = 0,6 f_{ck} \\
 \sigma_{c,q,p.} = 0,45 f_{ck}
 \end{array}
 \left. \begin{array}{l}
 f_{ck} \leq 50 \text{ [N/mm}^2\text{]} \\
 f_{ck} > 50 \text{ [N/mm}^2\text{]} \\
 \\
 \\
 \\
 f_{ck} \geq 50 \text{ [N/mm}^2\text{]} \\
 f_{ck} \geq 50 \text{ [N/mm}^2\text{]} \\
 \\
 \\
 \\
 \\
 \\
 \end{array} \right\} \text{ in [GPa]}$$

Resistenza caratteristica cubica	R_{ck}	35.00	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	28.00	[N/mm ²]
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo	γ_c	1.50	[-]
Coefficiente che tiene conto degli effetti di lungo termine	α_{cc}	0.85	[-]
Valore medio della resistenza a compressione cilindrica	f_{cm}	36.00	[N/mm ²]
Valore medio della resistenza a trazione assiale del calcestruzzo	f_{ctm}	2.80	[N/mm ²]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 5%)	$f_{ctk;0,05}$	1.90	[N/mm ²]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 95%)	$f_{ctk;0,95}$	3.60	[N/mm ²]
Modulo di elasticità secante del calcestruzzo	E_{cm}	32308	[N/mm ²]
Deformazione di contrazione nel calcestruzzo alla tensione f_c	ϵ_{cl}	0.0020	[-]
Deformazione ultima di contrazione nel calcestruzzo	ϵ_{cu}	0.0035	[-]
Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo	f_{cd}	15.87	[N/mm ²]
Resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo	f_{ctd}	1.29	[N/mm ²]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	16.80	[N/mm ²]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q,p.}$	12.60	[N/mm ²]

Classe di consistenza: S4-S5 (a seconda della specifica destinazione)

- S4 (consistenza fluida – slump da 160 a 210 mm) → per le struttura entro e fuori terra in genere;
- S5 (consistenza superfluida – slump \geq 220 mm) → per le parti di calcestruzzo a vista e di modesto spessore e per le pareti perimetrali dei serbatoi, relativa fondazione e soletta di copertura;

Classe di esposizione:

- XC3 (protezione contro corrosione armatura indotta da carbonatazione – umidità moderata: $a/c_{max} = 0,55$; dosaggio minimo di cemento (kg/m^3) = 320 (280)) → per le strutture entro e fuori terra in genere;
- XC2 (protezione contro corrosione armatura indotta da carbonatazione – bagnato, raramente asciutto: $a/c_{max} = 0,60$; dosaggio minimo di cemento (kg/m^3) = 300 (280)) → per le pareti perimetrali dei serbatoi, relativa fondazione e soletta di copertura;

Copriferro: 3.5 cm → per le struttura entro e fuori terra in genere;

Tipo di aggregato: normale, di origine naturale o artificiale;

Dimensione dell'aggregato: diametro massimo circa 20 mm;

Qualità dei componenti:

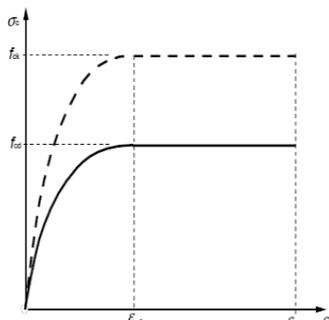
- La sabbia deve essere viva, con grani assortiti in grossezza da 0 a 3 mm, non proveniente da rocce in decomposizione, scricchiolante alla mano, pulita, priva di materie organiche, melmose, terrose e di salsedine.
- La ghiaia deve contenere elementi assortiti, di dimensioni fino a circa 20 mm, resistenti e non gelivi, non friabili, scevri di sostanze estranee.

Prescrizioni:

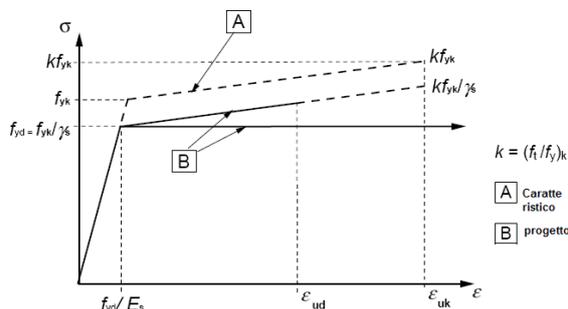
- Utilizzare cemento pozzolanico CEMIV secondo UNI EN 197-1 → per le parti di calcestruzzo a vista e di modesto spessore e per le pareti perimetrali dei serbatoi, relativa fondazione e soletta di copertura.

Legami costitutivi:

- I modelli di calcolo utilizzati per i materiali componenti il c.a. risultano rappresentativi della realtà fisica per la configurazione finale anche in funzione delle modalità e sequenze costruttive.



Legame Costitutivo di progetto del Calcestruzzo c.a. (Parabola - Rettangolo)



Legame Costitutivo di progetto dell'acciaio per c.a. (Elastico - Perfettamente Plastico o incrudente o duttilità limitata)

Caratteristiche dell'Acciaio per Strutture Metalliche

Per la realizzazione di strutture metalliche e di strutture composte sono stati utilizzati acciai conformi alle norme armonizzate della serie *UNI EN 10025 (per i laminati)*, recanti la *Marcatura CE*. In assenza di specifici studi statistici di documentata affidabilità, ed in favore di sicurezza, per i valori delle tensioni caratteristiche di snervamento f_{yk} e di rottura f_{tk} da utilizzare nei calcoli si assumono i valori nominali $f_y = R_{eH}$ e $f_t = R_m$ riportati nelle relative norme di prodotto.

In sede di progettazione sono stati assunti convenzionalmente i seguenti valori nominali delle proprietà del materiale:

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale dell'elemento			
	$t \leq 40$ mm		40 mm $< t \leq 80$ mm	
	f_{yk} [N/mm ²]	f_{tk} [N/mm ²]	f_{yk} [N/mm ²]	f_{tk} [N/mm ²]
UNI EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	420	550
UNI EN 10025-3				
S 275 N/NL	275	390	255	370
S 355 N/NL	355	490	335	470
S 420 N/NL	420	520	390	520
S 460 N/NL	460	540	430	540
UNI EN 10025-4				
S 275 M/ML	275	370	255	360
S 355 M/ML	355	470	335	450
S 420 M/ML	420	520	390	500
S 460 M/ML	460	540	430	530
UNI EN 10025-5				
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	510	335	490

La scelta, tra l'altro tipica, sul tipo di acciaio da carpenteria da impiegare per la parte metallica è stata quella di utilizzare l'acciaio S275 e S355, di cui in seguito ne riportiamo un estratto:

Modulo di elasticità dell'acciaio	E	210000	[MPa]
Modulo di elasticità trasversale dell'acciaio	G	$E/2(1+\nu)$	[MPa]
Coefficiente di Poisson	ν	0.30	
Coefficiente di espansione termica lineare	α	$1.2 \cdot 10^{-5}$	$^{\circ}\text{C}^{-1}$
Densità	ρ	7850	daN/m ³

Specifiche per acciai da carpenteria in zona sismica

In funzione della caratterizzazione sismica, l'acciaio costituente le membrature, le saldature ed i bulloni, oltre ad essere conforme ai requisiti riportati nelle norme sulle costruzioni metalliche, deve ulteriormente rispettare le seguenti regole addizionali, da applicarsi alle membrature confluenti nelle zone dissipative:

- rapporto fra i valori caratteristici della tensione di rottura f_{tk} (nominale) e la tensione di snervamento f_{yk} (nominale) deve essere maggiore di 1,20 e l'allungamento a rottura A5, misurato su provino standard, deve essere non inferiore al 20%;
- la tensione di snervamento massima $f_{y,max}$ deve risultare $f_{y,max} \leq 1,2 f_{yk}$;
- i collegamenti bullonati devono essere realizzati con bulloni ad alta resistenza di classe 8.8 o 10.9.

Coefficienti di sicurezza

I coefficienti di sicurezza da adottare per la determinazione della resistenza di progetto delle membrature e per la verifica di stabilità sono riportati in seguito:

- Resistenza delle Sezioni di classe 1-2-3-4: $\gamma_{M0} = 1.05$
- Resistenza all'Instabilità delle Membrature: $\gamma_{M1} = 1.05$
- Resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese (indebolite dai fori): $\gamma_{M2} = 1.15$

Bulloni e Dadi

I bulloni ed i dadi - conformi per le caratteristiche dimensionali alle norme UNI EN ISO 4016:2002 e UNI 5592:1968 devono appartenere alle sotto indicate classi della norma UNI EN ISO 898-1:2001. Nello specifico è stato scelto di utilizzare:

- Bulloni: classe: 8.8
- Dadi: classe: 8

	Normali			Alta Resistenza	
Vite	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
Dado	4	5	6	8	10

Le tensioni di snervamento f_{yb} e di rottura f_{tb} delle viti appartenuti alle classi indicate nella seguente tabella

classe	Normali			Alta Resistenza	
	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
F_{yb} (N/mm ²)	240	300	480	639	900
F_{tb} (N/mm ²)	400	500	600	800	1000

Coefficienti di sicurezza per la verifica delle unioni

Per il calcolo della resistenza a taglio delle viti, per il rifollamento delle piastre collegate, per il precarico dei bulloni, etc..., si adottano i fattori parziali indicati nel seguito:

- Resistenza dei bulloni: $\gamma_{M2} = 1.25$
- Resistenza delle saldature a parziale penetrazione e a cordone d'angolo: $\gamma_{M2} = 1.25$
- Resistenza dei piatti di contatto: $\gamma_{M2} = 1.25$
- Precarico dei bulloni ad alta resistenza: $\gamma_{M7} = 1.10$

Opere in Muratura Portante

Tipo di muratura: Muratura in blocchi semipieni e malta cementizia

Gli elementi in muratura dovranno essere conformi alle norme europee armonizzate della serie UNI EN 771 e recanti la *marcatura CE* secondo il sistema di attestazione indicato nella *Categoria II (attestazione della conformità 4)*. In generale si devono rispettare le seguenti indicazioni di composizione della muratura indicata.

Malta per muratura: La malta per muratura dovrà garantire prestazioni adeguate al suo impiego in termini di durabilità e di prestazioni meccaniche e dovrà essere conforme alla norma armonizzata UNI EN 998-2 recante *marcatura CE*.

Malta a prestazione garantita

- Resistenza media a compressione (f_m) della malta M 5: $f_m = 5.0$ N/mm²

Malta a composizione prescritta

classe	Tipo di malta	Cemento	Calce aerea	Calce idraulica	Sabbia	Pozzolana
M5.0	Bastarda	1	-	1	5	-

- *Durabilità:* per garantire la durabilità è necessario che i componenti della miscela della malta noncontengano sostanze organiche o grassi o terrose o argillose.

Elementi in laterizio per muratura: Blocchi semipieni

- Percentuale degli eventuali vuoti ($\varnothing = 100 \cdot F/A$, dove F è l'area complessiva dei fori passanti e profondi non passanti, A è l'area lorda della faccia dell'elemento di muratura delimitata dal suo perimetro): $\varnothing < 45$ %
- Eventuali setti disposti parallelamente al piano del muro continui e rettilinei; le uniche interruzioni ammesse sono quelle in corrispondenza dei fori di presa o per l'alloggiamento delle armature;

- Resistenza caratteristica a rottura nella direzione portante (f_{bk}), calcolata sull'area al lordo delle forature: $f_{bk} \approx 15 \text{ N/mm}^2$

Muratura: Per le murature, composte da elementi artificiali pieni o semipieni il valore di f_k può essere dedotto dalla resistenza a compressione degli elementi e dalla classe di appartenenza della malta. I valori riportati si riferiscono a murature con giunti orizzontali e verticali riempiti di malta e di spessore compreso tra 5 e 15 mm.

- Resistenza caratteristica a compressione della muratura (f_k): $f_k \approx 6.0 \text{ N/mm}^2$
- Modulo di elasticità longitudinale (E): $E = 1000 f_k$
- Modulo di elasticità tangenziale (G): $G = 0.4 E$

La determinazione della resistenza di compressione di progetto è stata determinata in condizioni ordinarie facendone riferimento a:

- muratura con elementi resistenti di categoria II;
- malta a composizione prescritta o prestazione garantita (come sopra specificato);
- classe di esecuzione 2;
- coefficiente di sicurezza $\gamma_M = 3.0$
- Resistenza caratteristica a compressione della muratura (f_k): $f_d \approx 3.6 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a compressione della muratura (f_d): $f_d \approx 1.2 \text{ N/mm}^2$

Legno Strutturale

Nel presente progetto sarà utilizzato legno lamellare incollato per uso strutturale. La produzione, fornitura e utilizzazione dei prodotti di legno e dei prodotti a base di legno per uso strutturale dovranno avvenire in applicazione di un sistema di assicurazione della qualità e di un sistema di rintracciabilità che copra la catena di distribuzione dal momento della prima classificazione e marcatura dei singoli componenti e/o semilavorati almeno fino al momento della prima messa in opera. Oltre alla documentazione sulle proprietà fisico-meccaniche, ogni fornitura dovrà essere accompagnata, a cura del produttore, da un manuale contenente le specifiche tecniche per la posa in opera. Tali caratteristiche dovranno essere garantite dai fornitori e/o produttori, per ciascuna fornitura, secondo le disposizioni applicabili di cui alla *marcatura CE*.

- Proprietà dei materiali. I valori caratteristici di resistenza, del modulo elastico, della massa volumica ed delle altre proprietà caratterizzanti in materiale sono determinati con un frattile del 5% e seguendo le indicazioni specifiche del § 11.7 delle NTC. Nello specifico è stato previsto un legno con classe di resistenza *GL24h*.

<i>Proprietà di Resistenza (N/mm²)</i>	<i>Classe di resistenza GL24h</i>	
<i>Flessione</i>	$f_{m,k}$	24.0
<i>Trazione parallela</i>	$f_{t,0,k}$	16.5
<i>Trazione perpendicolare</i>	$f_{t,90,k}$	0.4
<i>Compressione parallela</i>	$F_{c,0,k}$	24.0
<i>Compressione perpendicolare</i>	$f_{c,90,k}$	2.7
<i>Taglio</i>	$f_{v,k}$	2.7

<i>Proprietà di Rigidezza (kN/mm²)</i>	<i>Classe di resistenza GL24h</i>	
<i>Modulo di Elasticità medio parallela</i>	$E_{o,mean}$	11.6
<i>Modulo di Elasticità parallelo al 5%</i>	$E_{0,05}$	7.4
<i>Modulo di Elasticità medio perpendicolare</i>	$E_{90,mean}$	0.37
<i>Modulo di taglio medio</i>	G_{mean}	0.69

<i>Massa Volumica (kg/m³)</i>	<i>Classe di resistenza GL24h</i>	
<i>Massa Volumica</i>	ρ_k	380

Per una corretta analisi del valore tensionale di resistenza delle membrature in legno è necessario definire la “classe di servizio” e la “classe di durata del carico”, poiché influenzati dalla durata del carico e dal livello di umidità.

In riferimento alla classe di servizio è stato assunto:

- o *Classe di servizio Classe 2 (classe caratterizzata da una umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di circa 20° e una umidità relativa dell'aria circostante che superi l'85% solo per poche settimane all'anno)*

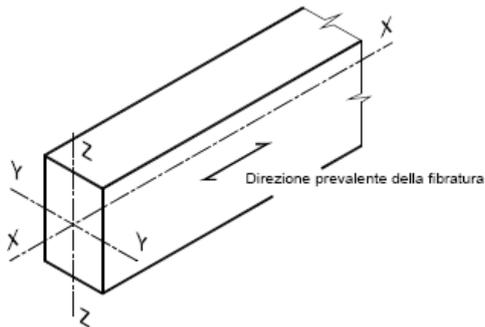
In riferimento alla classe di durata del carico si è fatto riferimento a un carico costante attivo per un certo periodo di tempo nella vita utile della struttura. Per una *azione variabile* la classe appropriata deve essere determinata in funzione dell'interazione fra la variazione tipica del carico nel tempo e le proprietà reologiche dei materiali. Ai fini del calcolo si può assumere che:

- o *il peso proprio e i carichi non rimovibili durante il normale esercizio della struttura, appartengano alla: classe di durata permanente;*
- o *i carichi permanenti suscettibili di cambiamenti durante il normale esercizio della struttura e i carichi variabili relativi a magazzini e depositi, appartengano alla: classe di durata lunga;*
- o *i carichi variabili degli edifici, ad eccezione di quelli relativi a magazzini e depositi, appartengano alla: classe di durata media;*
- o *il sovraccarico da neve riferito al suolo (q_{sk}), calcolato in uno specifico sito ad una certa altitudine, è da considerare in relazione alle caratteristiche del sito, nello specifico: classe di durata breve.*
- o *l'azione del vento e le azioni eccezionali in genere, appartengano alla: classe di durata istantanea.*

A vantaggio della sicurezza e per rapidità nello svolgimento dei calcoli si adotta un valore di *classe di durata del tipo "media durata"*

In base alle due classificazioni si determinano i valori dei coefficienti K_{mod} e K_{def} . In dettaglio:

- $K_{mod} = 0.80$
- $K_{def} = 0.80$



Il coefficiente parziale di sicurezza è stato assunto secondo normativa:

Coefficiente di Sicurezza

In via generale le *verifiche tensionali* si riferiranno a legno massiccio avente direzione della fibratura coincidente sostanzialmente con il proprio asse longitudinale e sezione trasversale costante.

Il *valore di calcolo* X_d di una proprietà del materiale (*trazione, compressione, ecc...*) è stato calcolato con la seguente relazione generale:

$$X_d = \frac{k_{mod}}{\gamma_M} X_k$$

X_k - è il valore caratteristico della proprietà del materiale o della resistenza del collegamento;

γ_M - è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al materiale;

k_{mod} - è un coefficiente correttivo che tiene conto dell'effetto, sui parametri di resistenza, sia della durata del carico sia dell'umidità della struttura.

- o Resistenza di calcolo a flessione ($f_{m,d}$): $f_{m,d} \approx 13.24 \text{ N/mm}^2$
- o Resistenza di calcolo a taglio ($f_{v,d}$): $f_{v,d} \approx 1.49 \text{ N/mm}^2$

La deformabilità di una struttura, dovuta agli effetti delle azioni applicate, degli stati di coazione, delle variazioni di umidità e degli scorrimenti nelle unioni, dovranno essere contenute entro limiti accettabili, sia in relazione ai danni che possono essere indotti ai materiali di rivestimento, ai pavimenti, alle tramezzature e, più in generale, alle finiture, sia in relazione ai requisiti estetici ed alla funzionalità dell'opera.

La deformazione del legno non può prescindere dalla natura del materiale e, possedendo un comportamento reologico, si è resa necessaria una valutazione separata dei contributi deformativi indotti da carichi istantanei o comunque di breve durata e da azioni permanenti o di lunga durata.

La deformazione istantanea è calcolata usando i valori medi dei moduli elastici per le membrature. La deformazione a lungo termine è calcolata utilizzando i valori medi dei moduli elastici ridotti opportunamente mediante il fattore $1/(1+k_{def})$, per le membrature.

- *Modulo di elasticità medio ridotto ($E_{o,mean,rid}$): $E_{o,mean,rid} \approx 6444 \text{ N/mm}^2$*

Durabilità del Legno lamellare.

Al fine di garantire alla struttura adeguata durabilità, sono stati analizzati i seguenti aspetti:

- *la destinazione d'uso della struttura;*
- *le condizioni ambientali prevedibili;*
- *la composizione, le proprietà e le prestazioni del materiale;*
- *la forma degli elementi strutturali ed i particolari costruttivi;*
- *la qualità dell'esecuzione ed il livello di controllo della stessa;*
- *le particolari misure di protezione;*
- *la probabile manutenzione durante la vita presunta.*

In fase di realizzazione saranno adottati idonei provvedimenti atti alla loro protezione.

3.5. Terreno di fondazione

Le proprietà meccaniche dei terreni saranno definite mediante specifiche prove mirate alla misurazione della velocità delle onde di taglio negli strati del sottosuolo. In particolare, si calcola una velocità di propagazione equivalente delle onde di taglio con la seguente relazione (eq. [3.2.1] D.M. 2018):

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

dove:

- h_i è lo spessore dell'i-simo strato;
- $V_{S,i}$ è la velocità delle onde di taglio nell'i-simo strato;
- N è il numero totale di strati investigati;
- H è la profondità del substrato con $V_s \geq 800 \text{ m/s}$.

Le proprietà dei terreni, quindi, saranno ricondotte a quelle individuate nella seguente tabella, ponendo $H = 30 \text{ m}$ nella relazione precedente ed ottenendo il parametro $V_{S,30}$.

Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato

(Tab. 3.2.II D.M. 2018)

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> , caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D</i> , con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Le costanti di sottofondo (alla Winkler) del terreno sono corrette secondo la seguente espressione:

$$K = c \cdot K_1;$$

dove:

K_1 = costante di Winkler del terreno riferita alla piastra standard di lato $b = 30$ cm;

c = coefficiente di correzione, funzione del comportamento del terreno e della particolare geometria degli elementi di fondazione. Nel caso di "Riduzione Automatica" è dato dalle successive espressioni (Rif. *Evaluation of coefficients of subgrade reaction K. Terzaghi, 1955 p. 315*):

$$c = \left[\frac{(B + b)}{2 \cdot B} \right]^2 \quad \text{per terreni incoerenti}$$

$$c = \left(\frac{L/B + 0,5}{1,5 \cdot L/B} \right) \cdot \frac{b}{B} \quad \text{per terreni coerenti}$$

Essendo:

$b = 0,30$ m, dimensione della piastra standard;

L = lato maggiore della fondazione;

B = lato minore della fondazione.

Nel caso di stratigrafia la costante di sottofondo utilizzata nel calcolo delle **sollecitazioni** è quella del terreno a contatto con la fondazione, mentre nel calcolo dei **cedimenti** la costante di sottofondo utilizzata è calcolata come media pesata delle costanti di sottofondo presenti nel volume significativo della fondazione.

3.6. Analisi dei carichi

Un'accurata valutazione dei carichi è un requisito imprescindibile di una corretta progettazione, in particolare per le costruzioni realizzate in zona sismica. Essa, infatti, è fondamentale ai fini della determinazione delle forze sismiche, in quanto incide sulla valutazione delle masse e dei periodi propri della struttura dai quali dipendono i valori delle accelerazioni (ordinate degli spettri di progetto).

La valutazione dei carichi e dei sovraccarichi è effettuata in accordo con le disposizioni del punto 3.1 del **D.M. 2018**. In particolare, è stato fatto utile riferimento alle Tabelle 3.1.I e 3.1.II del D.M. 2018, per i pesi propri dei materiali e per la quantificazione e classificazione dei sovraccarichi, rispettivamente.

La valutazione dei carichi permanenti sarà effettuata sulle dimensioni definitive.

3.6.1. Valutazione dell'azione sismica

L'azione sismica è valutata in conformità alle indicazioni riportate al §3.2 del D.M. 2018.

In particolare, il procedimento per la definizione degli spettri di progetto per i vari Stati Limite per cui si effettuano le verifiche è il seguente:

- definizione della Vita Nominale e della Classe d'Uso della struttura, il cui uso combinato ha portato alla definizione del Periodo di Riferimento dell'azione sismica;
- individuazione, tramite latitudine e longitudine, dei parametri sismici di base a_g , F_0 e T_c^* per tutti e quattro gli Stati Limite previsti (SLO, SLD, SLV e SLC); l'individuazione è stata effettuata interpolando tra i 4 punti più vicini al punto di riferimento dell'edificio;
- determinazione dei coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica;
- calcolo del periodo T_c corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello Spettro.

I dati così calcolati sono utilizzati per determinare gli Spettri di Progetto nelle verifiche agli Stati Limite considerate.

Si riportano di seguito le coordinate geografiche del sito:

Latitudine	Longitudine	Altitudine (m)
39°32'27.13" N	8°43'41.38" E	54

Sia per la scelta del metodo di calcolo, sia per la valutazione del fattore di comportamento adottato, deve essere effettuato il controllo della regolarità della struttura.

La rigidezza è calcolata come rapporto fra il taglio complessivamente agente al piano e d , spostamento relativo di piano (il taglio di piano è la sommatoria delle azioni orizzontali agenti al di sopra del piano considerato).

3.6.2. Spettri di progetto per s.l.u. e s.l.d.

Le strutture saranno progettate, in via definitiva, per una **Vita Nominale** pari a **50** e per **Classe d'Uso** pari a **2**.

In base alle indagini geognostiche preliminari si è classificato il **suolo** di fondazione di **categoria C**, cui corrispondono i seguenti valori per i parametri necessari alla costruzione degli spettri di risposta orizzontale e verticale:

Parametri di pericolosità sismica

Stato Limite	a_g/g	F_0	T^*_c	C_c	T_B	T_c	T_D	S_s
			[s]		[s]	[s]	[s]	
SLO	0.0186	2.610	0.273	1.61	0.147	0.440	1.674	1.50
SLD	0.0235	2.670	0.296	1.57	0.155	0.464	1.694	1.50
SLV	0.0500	2.880	0.340	1.50	0.170	0.510	1.800	1.50
SLC	0.0603	2.980	0.372	1.46	0.180	0.541	1.841	1.50

Per la definizione degli spettri di risposta, oltre all'accelerazione (a_g) al suolo (dipendente dalla classificazione sismica del Comune) occorre determinare il Fattore di Comportamento (q).

Il Fattore di comportamento q è un fattore riduttivo delle forze elastiche introdotto per tenere conto delle capacità dissipative della struttura che dipende dal sistema costruttivo adottato, dalla Classe di Duttività e dalla regolarità in altezza.

Si è assunto, in via preliminare, il Coefficiente di Amplificazione Topografica (S_T) pari a 1.00.

Stato Limite di Danno

Fattore di Comportamento (q_x) per sisma orizzontale in **1.00**;

direzione X:

Fattore di Comportamento (q_y) per sisma orizzontale in **1.00**;

direzione Y:

Fattore di Comportamento (q_z) per sisma verticale: **1.00** (se richiesto).

Stato Limite di salvaguardia della Vita

Fattore di Comportamento (q_x) per sisma orizzontale in **3.141 (N.B.2)**;

direzione X:

Fattore di Comportamento (q_y) per sisma orizzontale in **3.150 (N.B.2)**;

direzione Y:

Fattore di Comportamento (q_z) per sisma verticale: **1.50** (se richiesto).

Di seguito si esplicita il calcolo del fattore di comportamento per il sisma orizzontale:

	Dir. X	Dir. Y
Tipologia (§7.4.3.2 D.M. 2018)	A telaio, miste equivalenti a telaio	A telaio, miste equivalenti a telaio
Tipologia strutturale	con più campate	con più campate
a_u/a_1	1.05	1.05
k_w	-	-
q_0	3.150	3.150
k_R	1.00	

Il fattore di comportamento è calcolato secondo la relazione (7.3.1) del §7.3.1 del D.M. 2018:

$$q = q_0 \cdot k_R;$$

dove:

k_w è il coefficiente che riflette la modalità di collasso prevalente in sistemi strutturali con pareti.

q_0 è il valore massimo del fattore di comportamento che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto a_u/a_1 tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e

quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione.

NOTA: il valore proposto di q_0 è già ridotto dell'eventuale coefficiente k_w ;

k_R è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

N.B.1: Per le costruzioni **regolari in pianta**, qualora non si proceda ad un'analisi non lineare finalizzata alla valutazione del rapporto a_u/a_1 , per esso possono essere adottati i valori indicati nel §7.4.3.2 del D.M. 2018 per le diverse tipologie costruttive. Per le costruzioni **non regolari in pianta**, si possono adottare valori di a_u/a_1 pari alla media tra 1,0 ed i valori di volta in volta forniti per le diverse tipologie costruttive.

Valori massimi del valore di base q_0 del fattore di comportamento allo SLV per costruzioni di calcestruzzo (§ 7.4.3.2 D.M. 2018) (cfr. Tabella 7.3.II D.M. 2018)

Tipologia strutturale	q_0	
	CD "A"	CD "B"
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste (v. §7.4.3.1)	4,5 a_u/a_1	3,0 a_u/a_1
Strutture a pareti non accoppiate (v. §7.4.3.1)	4,0 a_u/a_1	3,0
Strutture deformabili torsionalmente (v. §7.4.3.1)	3,0	2,0
Strutture a pendolo inverso (v. §7.4.3.1)	2,0	1,5
Strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano (v. §7.4.3.1)	3,5	2,5

N.B.2: Al fine di evitare che le ordinate dello spettro di progetto allo SLV, ottenuto con il fattore di comportamento illustrato nei precedenti paragrafi, siano inferiori a quelle dello spettro allo SLD, è stato necessario ridurre il fattore di comportamento nel seguente modo (come previsto dalla Circolare 2019 delle NTC 2018 al punto C7.3.1):

$$q' = q_{ND} \cdot S_{e,SLV}(T_1) / S_{e,SLD}(T_1)$$

dove:

q_{ND} è il fattore di comportamento non dissipativo, assunto pari ad 1, ed in generale pari a:

$$1 \leq q_{ND} = (2/3) \cdot q_{0,CD"B"} \leq 1,5$$

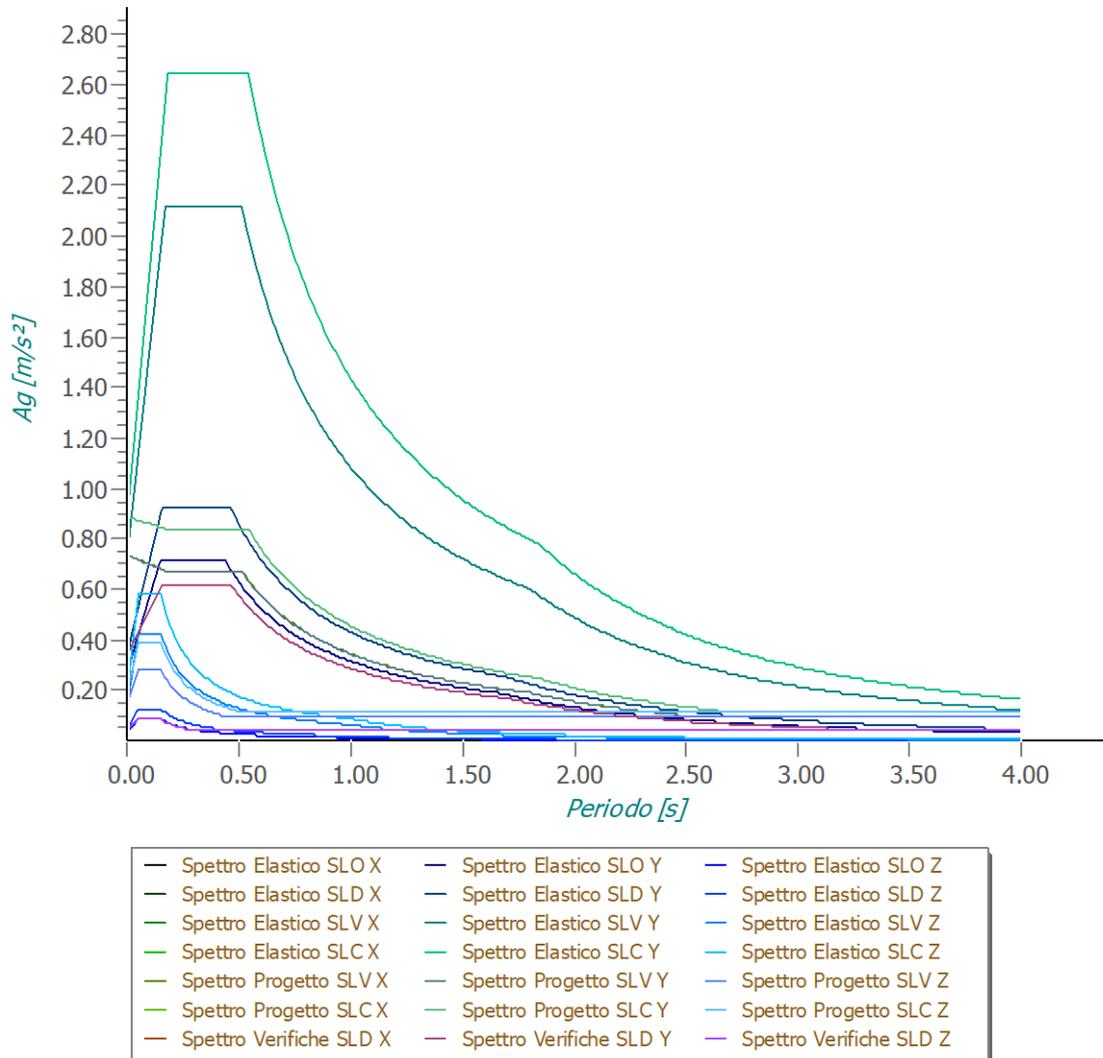
$q_{0,CD"B"}$ è il fattore di struttura per CD "B" di cui nella Tab. 7.3.II;

T_1 è il periodo del primo modo di vibrare traslazionale nella direzione considerata;

$S_{e,SLV}(T_1)$ ed $S_{e,SLD}(T_1)$ sono la risposta spettrale elastica allo SLV e allo SLD, rispettivamente.

Gli spettri utilizzati, in via preliminare, sono riportati nella successiva figura.

Grafico degli Spettri di Risposta



3.6.3. Metodo di analisi

Il calcolo delle azioni sismiche è eseguito in analisi dinamica modale, considerando il comportamento della struttura in regime elastico lineare.

Il numero di **modi di vibrazione** considerato (15) consente, nelle varie condizioni, di mobilitare le seguenti percentuali delle masse della struttura:

Stato Limite	Direzione Sisma	%
salvaguardia della vita	X	100.00
salvaguardia della vita	Y	99.99
salvaguardia della vita	Z	100.00
salvaguardia della vita	Torsionale	-

Per valutare la risposta massima complessiva di una generica caratteristica E, conseguente alla sovrapposizione dei modi, si utilizza una tecnica di combinazione probabilistica definita CQC (*Complete Quadratic Combination - Combinazione Quadratica Completa*):

$$E = \sqrt{\sum_{i,j=1,n} \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j} \quad \rho_{ij} = \frac{8 \cdot \xi^2 \cdot (1 + \beta_{ij}) \cdot \beta_{ij}^{3/2}}{(1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4 \cdot \xi^2 \cdot \beta_{ij} \cdot (1 + \beta_{ij})^2} \quad \beta_{ij} = \frac{T_j}{T_i}$$

dove:

- n è il numero di modi di vibrazione considerati;
- x è il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente espresso in percentuale;
- b_{ij} è il rapporto tra le frequenze di ciascuna coppia i-j di modi di vibrazione.

Le sollecitazioni derivanti da tali azioni sono composte poi con quelle derivanti da carichi verticali, orizzontali non sismici secondo le varie combinazioni di carico probabilistiche. Il calcolo viene effettuato mediante un programma agli elementi finiti le cui caratteristiche verranno descritte nel seguito.

3.6.4. Combinazione delle componenti dell'azione sismica

Le azioni orizzontali dovute al sisma sulla struttura vengono convenzionalmente determinate come agenti separatamente in due direzioni tra loro ortogonali prefissate. In generale, però, le componenti orizzontali del sisma devono essere considerate come agenti simultaneamente. A tale scopo, la combinazione delle componenti orizzontali dell'azione sismica è tenuta in conto come segue:

- gli effetti delle azioni dovuti alla combinazione delle componenti orizzontali dell'azione sismica sono stati valutati mediante le seguenti combinazioni:

$$E_{EdX} \pm 0,30E_{EdY}$$

$$E_{EdY} \pm 0,30E_{EdX}$$

dove:

E_{EdX} rappresenta gli effetti dell'azione dovuti all'applicazione dell'azione sismica lungo l'asse orizzontale X scelto della struttura;

E_{EdY} rappresenta gli effetti dell'azione dovuti all'applicazione dell'azione sismica lungo l'asse orizzontale Y scelto della struttura.

L'azione sismica verticale è considerata in presenza di: elementi pressoché orizzontali con luce superiore a 20 m, elementi pressoché orizzontali precompressi, elementi a sbalzo pressoché orizzontali con luce maggiore di 5 m, travi che sostengono colonne, strutture isolate.

La combinazione della componente verticale del sisma, qualora portata in conto, con quelle orizzontali è stata tenuta in conto come segue:

- gli effetti delle azioni dovuti alla combinazione delle componenti orizzontali e verticali del sisma sono stati valutati mediante le seguenti combinazioni:

$$E_{EdX} \pm 0,30E_{EdY} \pm 0,30E_{EdZ} \quad E_{EdY} \pm 0,30E_{EdX} \pm 0,30E_{EdZ} \quad E_{EdZ} \pm 0,30E_{EdX} \pm 0,30E_{EdY}$$

dove:

E_{EdX} e E_{EdY} sono gli effetti dell'azione sismica nelle direzioni orizzontali prima definite;

E_{EdZ} rappresenta gli effetti dell'azione dovuti all'applicazione della componente verticale dell'azione sismica di progetto.

3.6.5. Eccentricità accidentali

Per valutare le eccentricità accidentali, previste in aggiunta all'eccentricità effettiva si considerano condizioni di carico aggiuntive ottenute applicando l'azione sismica nelle posizioni del centro di massa di ogni piano ottenute traslando gli stessi, in ogni direzione considerata, di una distanza pari a +/- 5% della dimensione massima del piano in direzione perpendicolare all'azione sismica. Si noti che la distanza precedente, nel caso di distribuzione degli elementi non strutturali fortemente irregolare in pianta, viene raddoppiata ai sensi del § 7.2.3 del D.M. 2018.

3.7 Azioni sulla struttura

I calcoli e le verifiche sono condotti con il metodo semiprobabilistico degli stati limite secondo le indicazioni del D.M. 2018. I carichi agenti sui solai, derivanti dall'analisi dei carichi, vengono ripartiti dal programma di calcolo in modo automatico sulle membrature (travi, pilastri, pareti, solette, platee, ecc.).

3.7.1. Azioni sulla struttura

Le azioni sulla costruzione sono cumulate in modo da determinare condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli, come consentito dalle norme vigenti.

Per gli stati limite ultimi sono adottate le combinazioni del tipo:

$$g_{G1} \cdot G_1 + g_{G2} \cdot G_2 + g_P \cdot P + g_{Q1} \cdot Q_{K1} + g_{Q2} \cdot y_{02} \cdot Q_{K2} + g_{Q3} \cdot y_{03} \cdot Q_{K3} + \dots \quad (1)$$

dove:

- G_1 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo);
- G_2 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- P rappresenta l'azione di pretensione e/o precompressione;
- Q azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:
- di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;
 - di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;
- Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile;
- g_g, g_q, g_p coefficienti parziali come definiti nella Tab. 2.6.I del D.M. 2018;
- y_{0i} sono i coefficienti di combinazione per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici.

Le **8 combinazioni** risultanti sono costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico elementare: ciascuna condizione di carico accidentale, a rotazione, è considerata sollecitazione di base (Q_{k1} nella formula precedente).

In zona sismica, oltre alle sollecitazioni derivanti dalle generiche condizioni di carico statiche, devono essere considerate anche le sollecitazioni derivanti dal sisma. L'azione sismica è combinata con le altre azioni secondo la seguente relazione:

$$G_1 + G_2 + P + E + S_i y_{2i} Q_{ki}$$

dove:

- E rappresenta l'azione sismica per lo stato limite in esame;
- G_1 rappresenta peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- G_2 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- P rappresenta l'azione di pretensione e/o precompressione;
- y_{2i} coefficiente di combinazione delle azioni variabili Q_i ;
- Q_{ki} valore caratteristico dell'azione variabile Q_i .

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_K + S_i (y_{2i} Q_{ki}).$$

I valori dei coefficienti y_{2i} sono riportati nella seguente tabella:

Categoria/Azione	y_{2i}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,3
Categoria B - Uffici	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,6
Categoria E - Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	0,8
Categoria F - Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,6
Categoria G - Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,3
Categoria H - Coperture	0,0
Categoria I - Coperture praticabili	*
Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)	*
Vento	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,2
Variazioni termiche	0,0
* "Da valutarsi caso per caso"	

Le verifiche strutturali e geotecniche delle fondazioni sono effettuate con l'**Approccio 2** come definito al §2.6.1 del D.M. 2018, attraverso la combinazione **A1+M1+R3**.

Le azioni sono amplificate tramite i coefficienti della colonna A1 definiti nella Tab. 6.2.I del D.M. 2018.

I valori di resistenza del terreno sono ridotti tramite i coefficienti della colonna M1 definiti nella Tab. 6.2.II del D.M. 2018.

I valori calcolati delle resistenze totali dell'elemento strutturale sono divisi per i coefficienti R3 della Tab. 6.4.I del D.M. 2018 per le fondazioni superficiali.

3.7.2. Stato limite di danno

L'azione sismica, ottenuta dallo spettro di progetto per lo Stato Limite di Danno, è combinata con le altre azioni mediante una relazione del tutto analoga alla precedente:

$$G_1 + G_2 + P + E + S_i y_{2i} Q_{ki};$$

dove:

- E rappresenta l'azione sismica per lo stato limite in esame;
- G_1 rappresenta peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- G_2 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

- P rappresenta l'azione di pretensione e/o precompressione;
 y_{2i} coefficiente di combinazione delle azioni variabili Q_i ;
 Q_{ki} valore caratteristico dell'azione variabile Q_i .

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_K + S_i(y_{2i} \cdot Q_{ki}).$$

I valori dei coefficienti y_{2i} sono riportati nella tabella di cui allo SLV.

3.7.3. Stato limite di esercizio

Allo Stato Limite di Esercizio le sollecitazioni con cui sono semiprogettate le aste in c.a. sono ricavate applicando le formule riportate nel D.M. 2018 al §2.5.3. Per le verifiche agli stati limite di esercizio, a seconda dei casi, si fa riferimento alle seguenti combinazioni di carico:

rara	frequente	quasi permanente
$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P + Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$	$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$	$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

dove:

- G_{kj} : valore caratteristico della j-esima azione permanente;
 P_{kh} : valore caratteristico della h-esima deformazione impressa;
 Q_{kl} : valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione;
 Q_{ki} : valore caratteristico della i-esima azione variabile;
 y_{0i} : coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili di durata breve ma ancora significativi nei riguardi della possibile concomitanza con altre azioni variabili;
 y_{1i} : coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;
 y_{2i} : coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni ammissibili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

Ai coefficienti y_{0i} , y_{1i} , y_{2i} sono attribuiti i seguenti valori:

Azione	y_{0i}	y_{1i}	y_{2i}
Categoria A – Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B – Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C – Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D – Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H – Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

In maniera analoga a quanto illustrato nel caso dello SLU le combinazioni risultanti sono costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico; a turno ogni condizione di carico accidentale è considerata sollecitazione di base [Q_k1 nella formula (1)], con ciò dando origine a tanti valori combinati. Per ognuna delle combinazioni ottenute, in funzione dell'elemento (trave, pilastro, etc...) sono effettuate le verifiche allo SLE (tensioni, deformazioni e fessurazione).

3.8. Codice di calcolo

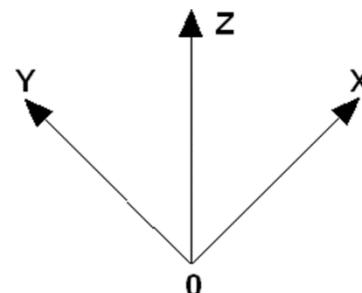
Il progetto esecutivo delle strutture sarà elaborato con un adeguato codice di calcolo che consente di modellare la struttura, di effettuare il dimensionamento e le verifiche di tutti gli elementi strutturali e di generare gli elaborati grafici esecutivi.

È una procedura integrata dotata di tutte le funzionalità necessarie per consentire il calcolo completo di una struttura mediante il metodo degli elementi finiti (FEM); la modellazione della struttura è realizzata tramite elementi Beam (travi e pilastri) e Shell (platee, pareti, solette, setti, travi-parete).

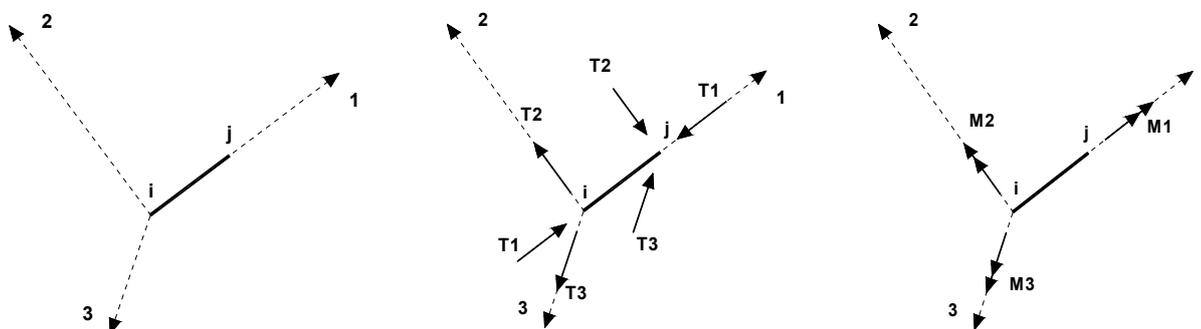
3.8.1. Sistemi di riferimento

Riferimento globale

Il sistema di riferimento globale, rispetto al quale va riferita l'intera struttura, è costituito da una terna di assi cartesiani sinistrorsa O, X, Y, Z (X, Y, e Z sono disposti e orientati rispettivamente secondo il pollice, l'indice ed il medio della mano destra, una volta posizionati questi ultimi a 90° tra loro).



Riferimento locale per travi



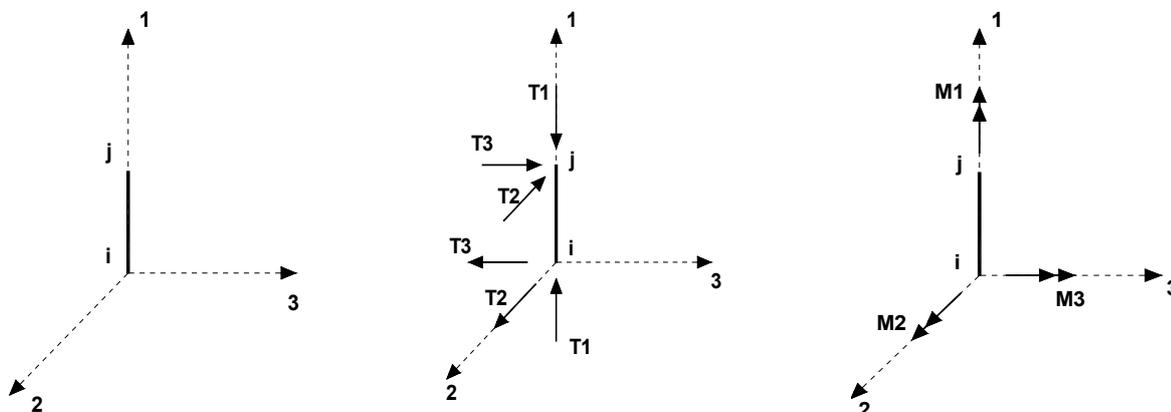
L'elemento Trave è un classico elemento strutturale in grado di ricevere Carichi distribuiti e Carichi Nodali applicati ai due nodi di estremità; per effetto di tali carichi nascono, negli estremi, sollecitazioni di taglio, sforzo normale, momenti flettenti e torcenti.

Definiti i e j (nodi iniziale e finale della Trave) viene individuato un sistema di assi cartesiani 1-2-3 locale all'elemento, con origine nel Nodo i così composto:

- asse 1 orientato dal nodo i al nodo j;
- assi 2 e 3 appartenenti alla sezione dell'elemento e coincidenti con gli assi principali d'inerzia della sezione stessa.

Le sollecitazioni verranno fornite in riferimento a tale sistema di riferimento:

1. Sollecitazione di Trazione o Compressione T_1 (agente nella direzione i-j);
2. Sollecitazioni taglienti T_2 e T_3 , agenti nei due piani 1-2 e 1-3, rispettivamente secondo l'asse 2 e l'asse 3;
3. Sollecitazioni che inducono flessione nei piani 1-3 e 1-2 (M_2 e M_3);
4. Sollecitazione torcente M_1 .

Riferimento locale per pilastri

Definiti i e j come i due nodi iniziale e finale del pilastro, viene individuato un sistema di assi cartesiani 1-2-3 locale all'elemento, con origine nel Nodo i così composto:

- asse 1 orientato dal nodo i al nodo j;
- asse 2 perpendicolare all' asse 1, parallelo e discorde all'asse globale Y;
- asse 3 che completa la terna destrorsa, parallelo e concorde all'asse globale X.

75

Tale sistema di riferimento è valido per Pilastri con angolo di rotazione pari a '0' gradi; una rotazione del pilastro nel piano XY ha l'effetto di ruotare anche tale sistema (ad es. una rotazione di '90' gradi porterebbe l'asse 2 a essere parallelo e concorde all'asse X, mentre l'asse 3 sarebbe parallelo e concorde all'asse globale Y). La rotazione non ha alcun effetto sull'asse 1 che coinciderà sempre e comunque con l'asse globale Z.

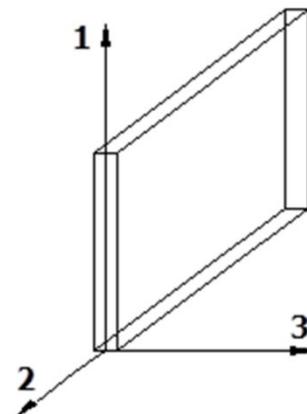
Per quanto riguarda le sollecitazioni si ha:

- una forza di trazione o compressione T_1 , agente lungo l'asse locale 1;
- due forze taglianti T_2 e T_3 agenti lungo i due assi locali 2 e 3;
- due vettori momento (flettente) M_2 e M_3 agenti lungo i due assi locali 2 e 3;
- un vettore momento (torcente) M_1 agente lungo l'asse locale nel piano 1.

Riferimento locale per pareti

Una parete è costituita da una sequenza di setti; ciascun setto è caratterizzato da un sistema di riferimento locale 1-2-3 così individuato:

- asse 1, coincidente con l'asse globale Z;
- asse 2, parallelo e discorde alla linea d'asse della traccia del setto in pianta;
- asse 3, ortogonale al piano della parete, che completa la terna levogira.

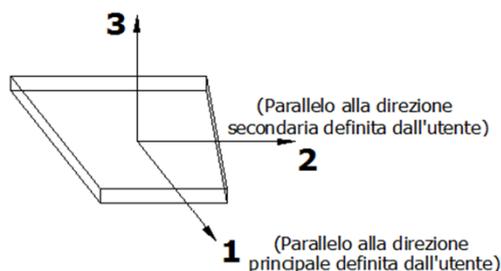


Su ciascun setto l'utente ha la possibilità di applicare uno o più carichi uniformemente distribuiti comunque orientati nello spazio; le componenti di tali carichi possono essere fornite, a discrezione dell'utente, rispetto al riferimento globale X,Y,Z oppure rispetto al riferimento locale 1,2,3 appena definito.

Riferimento locale per solette e platee

Ciascuna soletta e platea è caratterizzata da un sistema di riferimento locale 1,2,3 così definito:

- asse 1, coincidente con la direzione principale di armatura;
- asse 2, coincidente con la direzione secondaria di armatura;
- asse 3, ortogonale al piano della parete, che completa la terna levogira.



La modellazione del materiale degli elementi in c.a., acciaio e legno segue la classica teoria dell'elasticità lineare; per cui il materiale è caratterizzato oltre che dal peso specifico, da un modulo elastico (E) e un modulo tagliante (G).

La possibile fessurazione degli elementi in c.a. è tenuta in conto nel modello considerando un opportuno decremento del modulo di elasticità e del modulo di taglio, nei limiti di quanto previsto dalla normativa vigente per ciascuno stato limite.

Gli eventuali elementi di fondazione (travi, platee, plinti, plinti su pali e pali) sono modellati assumendo un comportamento elastico-lineare sia a trazione che a compressione.

Il modello della struttura viene creato automaticamente dal codice di calcolo, individuando i vari elementi strutturali e fornendo le loro caratteristiche geometriche e meccaniche.

Viene definita un'opportuna numerazione degli elementi (nodi, aste, shell) costituenti il modello, al fine di individuare celermente ed univocamente ciascun elemento nei “Tabulati di calcolo”.

Le aste in **c.a.**, sia travi che pilastri, sono schematizzate con un tratto flessibile centrale e da due tratti (braccetti) rigidi alle estremità. I nodi vengono posizionati sull'asse verticale dei pilastri, in corrispondenza dell'estradosso della trave più alta che in esso si collega. Tramite i braccetti i tratti flessibili sono quindi collegati ad esso. In questa maniera il nodo risulta perfettamente aderente alla realtà poiché vengono presi in conto tutti gli eventuali disassamenti degli elementi con gli effetti che si possono determinare, quali momenti flettenti/torcenti aggiuntivi.

Le sollecitazioni vengono determinate solo per il tratto flessibile. Sui tratti rigidi, infatti, essendo (teoricamente) nulle le deformazioni, le sollecitazioni risultano indeterminate.

Questa schematizzazione dei nodi viene automaticamente realizzata dal programma anche quando il nodo sia determinato dall'incontro di più travi senza il pilastro, o all'attacco di travi/pilastri con elementi shell.

La modellazione del materiale degli elementi in c.a., acciaio e legno segue la classica teoria dell'elasticità lineare; per cui il materiale è caratterizzato oltre che dal peso specifico, da un modulo elastico (E) e un modulo tagliante (G).

La possibile fessurazione degli elementi in c.a. è stata tenuta in conto nel modello considerando un opportuno decremento del modulo di elasticità e del modulo di taglio, nei limiti di quanto previsto dalla normativa vigente per ciascuno stato limite.

Gli eventuali elementi di **fondazione** (travi, platee, plinti, plinti su pali e pali) sono modellati assumendo un comportamento elastico-lineare sia a trazione che a compressione.

3.9. Progetto e verifica degli elementi strutturali

La verifica degli elementi allo SLU avviene col seguente procedimento:

- si costruiscono le combinazioni non sismiche in base al D.M. 2018, ottenendo un insieme di sollecitazioni;
- si combinano tali sollecitazioni con quelle dovute all'azione del sisma secondo quanto indicato nel §2.5.3, relazione (2.5.5) del D.M. 2018;
- per sollecitazioni semplici (flessione retta, taglio, etc.) si individuano i valori minimo e massimo con cui progettare o verificare l'elemento considerato; per sollecitazioni composte (pressoflessione retta/deviata) vengono eseguite le verifiche per tutte le possibili combinazioni e solo a seguito di ciò si individua quella che ha originato il minimo coefficiente di sicurezza.

3.9.1. Verifiche di resistenza

Elementi in C.A.

Illustriamo, in dettaglio, il procedimento seguito in presenza di pressoflessione deviata (pilastri e trave di sezione generica):

- per tutte le terne M_x , M_y , N , individuate secondo la modalità precedentemente illustrata, si calcola il coefficiente di sicurezza in base alla formula 4.1.19 del D.M. 2018, effettuando due verifiche a pressoflessione retta con la seguente formula:

$$\left(\frac{M_{Ex}}{M_{Rx}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{Ey}}{M_{Ry}}\right)^\alpha \leq 1$$

dove:

M_{Ex} , M_{Ey} sono i valori di calcolo delle due componenti di flessione retta dell'azione attorno agli assi di flessione X ed Y del sistema di riferimento locale;

M_{Rx} , M_{Ry} sono i valori di calcolo dei momenti resistenti di pressoflessione retta corrispondenti allo sforzo assiale N_{Ed} valutati separatamente attorno agli assi di flessione.

L'esponente può dedursi in funzione della geometria della sezione, della percentuale meccanica dell'armatura e della sollecitazione di sforzo normale agente.

- se per almeno una di queste terne la relazione 4.1.19 non è rispettata, si incrementa l'armatura variando il diametro delle barre utilizzate e/o il numero delle stesse in

maniera iterativa fino a quando la suddetta relazione è rispettata per tutte le terne considerate.

Sempre quanto concerne il progetto degli elementi in c.a. illustriamo in dettaglio il procedimento seguito per le travi verificate/semiprogettate a pressoflessione retta:

- per tutte le coppie M_x , N , individuate secondo la modalità precedentemente illustrata, si calcola il coefficiente di sicurezza in base all'armatura adottata;
- se per almeno una di queste coppie esso è inferiore all'unità, si incrementa l'armatura variando il diametro delle barre utilizzate e/o il numero delle stesse in maniera iterativa fino a quando il coefficiente di sicurezza risulta maggiore o al più uguale all'unità per tutte le coppie considerate.

Nei "Tabulati di calcolo", per brevità, non potendo riportare una così grossa mole di dati, si riporta la terna M_x , M_y , N , o la coppia M_x , N che ha dato luogo al minimo coefficiente di sicurezza.

Una volta semiprogettate le armature allo SLU, si procede alla verifica delle sezioni allo Stato Limite di Esercizio con le sollecitazioni derivanti dalle combinazioni rare, frequenti e quasi permanenti; se necessario, le armature vengono integrate per far rientrare le tensioni entro i massimi valori previsti.

Successivamente si procede alle verifiche alla deformazione, quando richiesto, ed alla fessurazione che, come è noto, sono tese ad assicurare la durabilità dell'opera nel tempo.

Fondazioni superficiali

Le metodologie, i modelli usati ed i risultati del calcolo del carico limite sono esposti nella relazione GEOTECNICA.

- Verifiche di Trazione
- Verifiche di Compressione
- Verifiche di Flessione Monoassiale
- Verifiche di Taglio (considerando l'influenza della Torsione) assiale e biassiale.
- Verifiche per contemporanea presenza di Flessione e Taglio
- Verifiche per PressoFlessione retta e biassiale.

Nei "Tabulati di calcolo", per ogni tipo di Verifica e per ogni elemento interessato dalla Verifica, sono riportati i valori delle resistenze e delle sollecitazioni che hanno dato il minimo coefficiente di sicurezza, calcolato generalmente come:

$$CS = R_d/S_d.$$

Verifiche di Instabilità

Per tutti gli elementi strutturali sono condotte verifiche di stabilità delle membrature secondo le indicazioni del §4.2.4.1.3 del D.M. 2018; in particolare sono state effettuate le seguenti verifiche:

- Verifiche di stabilità per compressione semplice, con controllo della snellezza.
- Verifiche di stabilità per elementi inflessi.

Verifiche di Deformabilità

Sono state condotte le verifiche definite al §4.2.4.2 del D.M. 2018 e in particolare si citano:

- Verifiche agli spostamenti verticali per i singoli elementi (§4.2.4.2.1 D.M. 2018).
- Verifiche agli spostamenti laterali per i singoli elementi (§4.2.4.2.2 D.M. 2018).
- Verifiche agli spostamenti per il piano e per l'edificio (§4.2.4.2.2 D.M. 2018).

3.9.1.1 Gerarchie delle resistenze

Elementi in C.A.

Relativamente agli elementi in c.a., sono applicate le disposizioni contenute al §7.4.4 del D.M. 2018. Più in particolare:

- per le **travi**, al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al **taglio**, le sollecitazioni di calcolo si ottengono sommando il contributo dovuto ai carichi gravitazionali agenti sulla trave, considerata incernierata agli estremi, alle sollecitazioni di taglio corrispondenti alla formazione delle cerniere plastiche nella trave e prodotte dai momenti resistenti delle due sezioni di estremità, amplificati del fattore di sovrarresistenza η_{Rd} assunto pari, rispettivamente, ad 1,20 per strutture in CD"A", ad 1,10 per strutture in CD"B". La verifica di resistenza è eseguita secondo le indicazioni del par. 7.4.4.1.1 D.M. 2018.
- per i **pilastr**i, al fine di scongiurare l'attivazione di meccanismi fragili globali, come il meccanismo di "piano debole" che comporta la plasticizzazione, anticipata rispetto alle travi, di gran parte dei pilastri di un piano, il progetto a **flessione** delle zone dissipative dei pilastri è effettuato considerando le sollecitazioni corrispondenti alla resistenza delle zone dissipative delle travi amplificata mediante il coefficiente η_{Rd} che vale 1,3 in CD"A" e 1,3

per CD"B". In tali casi, generalmente, il meccanismo dissipativo prevede la localizzazione delle cerniere alle estremità delle travi e le sollecitazioni di progetto dei pilastri possono essere ottenute a partire dalle resistenze d'estremità delle travi che su di essi convergono, facendo in modo che, per ogni nodo trave-pilastro ed ogni direzione e verso dell'azione sismica, la resistenza complessiva dei pilastri sia maggiore della resistenza complessiva delle travi amplificata del coefficiente η_{Rd} , in accordo con la formula (7.4.4) del D.M. 2018. Le verifiche di resistenza sono eseguite secondo le indicazioni del par. 7.4.4.2.1 D.M. 2018. Al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al **taglio**, le sollecitazioni di calcolo da utilizzare per le verifiche ed il dimensionamento delle armature si ottengono dalla condizione di equilibrio del pilastro soggetto all'azione dei momenti resistenti nelle sezioni di estremità superiore ed inferiore secondo l'espressione (7.4.5). Le verifiche di resistenza sono eseguite secondo le indicazioni del par. 7.4.4.2.1.

- per i **nodi trave-pilastro**, si deve verificare che la resistenza del nodo sia tale da assicurare che non pervenga a rottura prima delle zone della trave e del pilastro ad esso adiacente. L'azione di taglio, agente in direzione orizzontale per le varie direzioni del sisma, nel nucleo di calcestruzzo del nodo è calcolata secondo l'espressione (7.4.6) per i nodi interni e (7.4.7) per quelli esterni. Le verifiche di resistenza sono eseguite invece secondo le indicazioni del §7.4.4.3.1 D.M. 2018.
- per i **setti** sismo resistenti, le sollecitazioni di calcolo sono determinate secondo quanto indicato nel par. 7.4.4.5 D.M. 2018 Le verifiche di resistenza sono eseguite invece secondo le indicazioni del par. 7.4.4.5.1 D.M. 2018.

Fondazioni

Per quanto riguarda la struttura di fondazione sono applicate le disposizioni contenute al §7.2.5 del D.M. 2018. Più in particolare:

- le azioni trasmesse in fondazione derivano dall'analisi del comportamento dell'intera struttura, condotta esaminando la sola struttura in elevazione alla quale sono applicate le azioni statiche e sismiche;
- il dimensionamento della struttura di fondazione e la verifica di sicurezza del complesso fondazione-terreno sono eseguite, nell'ipotesi di comportamento strutturale dissipativo, assumendo come azioni in fondazione quelle trasferite dagli elementi soprastanti amplificate di un coefficiente η_{Rd} pari a 1,1 in CD"B" e 1,3 in CD"A".

3.10. Indagini e caratterizzazione geotecnica

Sulla base di quanto sarà dettagliato nella relazione geologica dell'area di sito, si procederà alla progettazione della campagna di indagini geognostiche finalizzate alla determinazione delle caratteristiche geotecniche dei terreni interessati dal "*volume significativo*" dell'opera in esame.

3.10.1. Prove e caratterizzazione geotecnica

Al fine della determinazione delle caratteristiche geotecniche dei terreni coinvolti nel "*volume significativo*" dell'opera in esame, saranno condotte delle prove geotecniche, riassunte nella relazione geologica.

Nel caso di fondazioni dirette con stratigrafia, il calcolo del carico limite (q_{lim}) viene fatto su un terreno "*equivalente*" con parametri geotecnici calcolati come media pesata degli strati compresi tra la quota del piano di posa e la quota della profondità "*significativa*" (stabilita come "*Multiplo della dimensione Significativa della fondazione*").

$$\text{Parametro "J"} = \frac{\sum_i^n [\text{Parametro "J"} (\text{strato}, i) \cdot \text{Spessore} (\text{strato}, i)]}{\text{Profondità significativa}}$$

con $i = 1, \dots, n$ (numero di strati compresi tra la quota del piano di posa e la quota della profondità significativa).

3.10.2. Modellazione geotecnica

Ai fini del calcolo strutturale, il terreno sottostante l'opera viene modellato secondo lo schema di Winkler, cioè un sistema costituito da un letto di molle elastiche mutuamente indipendenti. Ciò consente di ricavare le rigidità offerte dai manufatti di fondazione, siano queste profonde o superficiali, che sono state introdotte direttamente nel modello strutturale per tener conto dell'interazione opera/terreno.

3.10.3. Pericolosità sismica

Ai fini della pericolosità sismica sono analizzati i dati relativi alla sismicità dell'area di interesse e ad eventuali effetti di amplificazione stratigrafica e topografica. Sono tenute in considerazione anche la classe dell'edificio e la vita nominale.

Per tale caratterizzazione si riportano di seguito i dati di pericolosità come da normativa:

DATI GENERALI ANALISI SISMICA

Dati generali analisi sismica

Ang	NV	CD	MP	Dir	TS	EcA	Ir _{Temp}	C.S.T.	RP	RH	x
[°]											[%]
0	15	B	ca	X	[T +C]	S	N	C	NO	SI	5
				Y	[T +C]						

LEGENDA:

Ang Direzione di una componente dell'azione sismica rispetto all'asse X (sistema di riferimento globale); la seconda componente dell'azione sismica e' assunta con direzione ruotata di 90 gradi rispetto alla prima.

NV Nel caso di analisi dinamica, indica il numero di modi di vibrazione considerati.

CD Classe di duttilità: [A] = Alta - [B] = Media - [ND] = Non Dissipativa - [-] = Nessuna.

MP Tipo di struttura sismo-resistente prevalente: [ca] = calcestruzzo armato - [caOld] = calcestruzzo armato esistente - [muOld] = muratura esistente - [muNew] = muratura nuova - [muArm] = muratura armata - [ac] = acciaio.

Dir Direzione del sisma.

TS Tipologia della struttura:

Cemento armato: [T 1C] = Telai ad una sola campata - [T+C] = Telai a più campate - [P] = Pareti accoppiate o miste equivalenti a pareti- [2P NC] = Due pareti per direzione non accoppiate - [P NC] = Pareti non accoppiate - [DT] = Deformabili torsionalmente - [PI] = Pendolo inverso - [PM] = Pendolo inverso intelaiate monopiano;

Muratura: [P] = un solo piano - [PP] = più di un piano - [C-P/MP] = muratura in pietra e/o mattoni pieni - [C-BAS] = muratura in blocchi artificiali con percentuale di foratura > 15%;

Acciaio: [T 1C] = Telai ad una sola campata - [T+C] = Telai a più campate - [CT] = controventi concentrici diagonale tesa - [CV] = controventi concentrici a V - [M] = mensola o pendolo inverso - [TT] = telaio con tamponature.

EcA Eccentricità accidentale: [S] = considerata come condizione di carico statica aggiuntiva - [N] = Considerata come incremento delle sollecitazioni.

Dati generali analisi sismica

Ang	NV	CD	MP	Dir	TS	EcA	Ir _{Tmp}	C.S.T.	RP	RH	x
[°]											[%]

Ir_{Tm} Per piani con distribuzione dei tamponamenti in pianta fortemente irregolare, l'eccentricità accidentale è stata incrementata di un fattore pari a 2: [SI] = Distribuzione tamponamenti irregolare fortemente - [NO] = Distribuzione tamponamenti regolare.

C.S. Categoria di sottosuolo: [A] = Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi - [B] =

T. Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti - [C] = Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti - [D] = Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti - [E] = Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D.

RP Regolarità in pianta: [SI] = Struttura regolare - [NO] = Struttura non regolare.

RH Regolarità in altezza: [SI] = Struttura regolare - [NO] = Struttura non regolare.

x Coefficiente viscoso equivalente.

NO [-] = Parametro non significativo per il tipo di calcolo effettuato.

TE

DATI GENERALI ANALISI SISMICA PRELIMINARE - FATTORI DI COMPORTAMENTO

Fattori di comportamento

Dir	q'	q	q ₀	K _R	a _u /a ₁	k _w
X	3,141	3,150	3,15	1,00	1,05	-
Y	3,150	3,150	3,15	1,00	1,05	-
Z	-	1,500	-	-	-	-

LEGENDA:

q' Fattore di riduzione dello spettro di risposta sismico allo SLU ridotto (Fattore di comportamento ridotto - relazione C7.3.1 circolare NTC)

q Fattore di riduzione dello spettro di risposta sismico allo SLU (Fattore di comportamento).

q₀ Valore di base (comprensivo di k_w).

Fattori di comportamento

Dir	q'	q	q ₀	K _R	a _u /a ₁	k _w
-----	----	---	----------------	----------------	--------------------------------	----------------

K_R Fattore riduttivo funzione della regolarità in altezza: pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza, 0,8 per costruzioni non regolari in altezza, e 0,75 per costruzioni in muratura esistenti non regolari in altezza (§ C8.5.5.1)..

a_u/a₁ Rapporto di sovraresistenza.

k_w Fattore di riduzione di q₀.

Stato Limite	T _r	a _g /g	Amplif.		F ₀	F _v	T* _c	T _B	T _c	T _D
			Stratigrafica							
			S _s	C _c						
	[t]					[s]	[s]	[s]	[s]	
SLO	30	0,0186	1,500	1,612	2,610	0,481	0,273	0,147	0,440	1,674
SLD	50	0,0235	1,500	1,569	2,670	0,553	0,296	0,155	0,464	1,694
SLV	475	0,0500	1,500	1,499	2,880	0,869	0,340	0,170	0,510	1,800
SLC	975	0,0603	1,500	1,455	2,980	0,988	0,372	0,180	0,541	1,841

LEGENDA:

T_r Periodo di ritorno dell'azione sismica. [t] = anni.

a_g/g Coefficiente di accelerazione al suolo.

S_s Coefficienti di Amplificazione Stratigrafica allo SLO/SLD/SLV/SLC.

C_c Coefficienti di Amplificazione di T_c allo SLO/SLD/SLV/SLC.

F₀ Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.

F_v Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione verticale.

T*_c Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

T_B Periodo di inizio del tratto accelerazione costante dello spettro di progetto.

T_c Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro di progetto.

T_D Periodo di inizio del tratto a spostamento costante dello spettro di progetto.

Cl Ed	V _N	V _R	Lat.	Long.	Q _g	C _{Top}	S _T
	[t]	[t]	[°ssdc]	[°ssdc]	[m]		
2	50	50	39.541439	8.727712	54	T1	1,00

Fattori di comportamento

Dir	q'	q	q ₀	K _R	a _u /a ₁	k _w

LEGENDA:

Cl Classe dell'edificio

Ed

V_N Vita nominale ([t] = anni).

V_R Periodo di riferimento. [t] = anni.

Lat. Latitudine geografica del sito.

Lon Longitudine geografica del sito.

g.

Q_g Altitudine geografica del sito.

CTo Categoria topografica (Vedi NOTE).

p

S_T Coefficiente di amplificazione topografica.

NOT [-] = Parametro non significativo per il tipo di calcolo effettuato.

E Categoria topografica.

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 $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$.

T4: Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$.

3.11. Scelta tipologica delle opere di fondazione

La tipologia delle opere di fondazione è consona alle caratteristiche meccaniche del terreno definite in base ai risultati delle indagini geognostiche.

Nel caso in esame, la struttura di fondazione è costituita da:

- fondazioni dirette.

3.11.1. Verifiche di sicurezza

Nelle verifiche allo stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove:

E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;

R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Le verifiche strutturali e geotecniche delle fondazioni, sono effettuate con l'**Approccio 2** come definito al §2.6.1 del D.M. 2018, attraverso la combinazione **A1+M1+R3**. Le azioni sono amplificate tramite i coefficienti della colonna A1 (STR) definiti nella tabella 6.2.I del D.M. 2018.

Tabella 6.2.I - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni [cfr. D.M. 2018]

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale g_F (o g_E)	A1 (STR)	A2 (GEO)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	g_{G1}	1,00	1,00
	Sfavorevole		1,30	1,00
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	g_{G2}	0,80	0,80
	Sfavorevole		1,50	1,30
Azioni variabili Q	Favorevole	g_{Qi}	0,00	0,00
	Sfavorevole		1,50	1,30

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti g_{G1}

I valori di resistenza del terreno sono ridotti tramite i coefficienti della colonna M1 definiti nella tabella 6.2.II del D.M. 2018.

Tabella 6.2.II - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno [cfr. D.M. 2018]

PARAMETRO GEOTECNICO	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale g_M	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza a taglio	$\tan j_k$	g_j'	1,00	1,25
Coesione efficace	c'_k	$g_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	g_{cu}	1,00	1,40
Peso dell'unità di volume	g_g	g_g	1,00	1,00

I valori calcolati delle resistenze totali dell'elemento strutturale sono stati divisi per i coefficienti R3 della tabella 6.4.I del D.M. 2018 per le fondazioni superficiali.

Tabella 6.4.I - Coefficienti parziali g_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

Verifica	Coefficiente Parziale (R3)
Carico limite	$g_R = 2,3$
Scorrimento	$g_R = 1,1$

3.11.2. Carico limite fondazioni dirette

La formula del carico limite esprime l'equilibrio fra il carico applicato alla fondazione e la resistenza limite del terreno. Il carico limite è dato dalla seguente espressione:

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot \Psi_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot \Psi_q + \frac{B'}{2} \cdot \gamma_f \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot \Psi_\gamma \cdot r_\gamma$$

in cui:

c = coesione del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;

$q = g \cdot D$ = pressione geostatica in corrispondenza del piano di posa della fondazione;

g = peso unità di volume del terreno al di sopra del piano di posa della fondazione;

D = profondità del piano di posa della fondazione;

B' = larghezza ridotta della suola di fondazione (vedi **NB**);

L = lunghezza della fondazione;

g_f = peso unità di volume del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;

N_c, N_q, N_g = fattori di capacità portante;

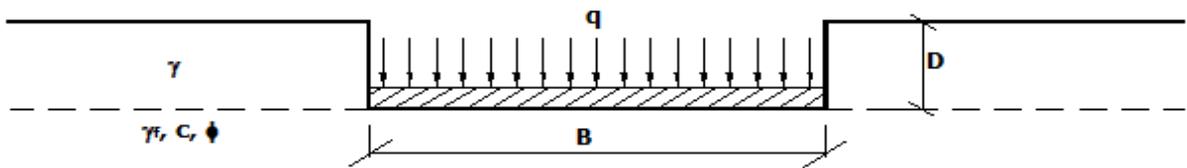
s, d, i, g, b, y, r = coefficienti correttivi.

NB: Se la risultante dei carichi verticali è eccentrica, B e L saranno ridotte rispettivamente di:

$$B' = B - 2 \cdot e_B \quad e_B = \text{eccentricità parallela al lato di dimensione } B;$$

$$L' = L - 2 \cdot e_L \quad e_L = \text{eccentricità parallela al lato di dimensione } L;$$

con $B' \leq L'$.



Calcolo dei fattori N_c, N_q, N_g

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, f = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, f \neq 0$)
$N_c = 2 + p$	$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot f$
$N_q = 1$	$N_q = K_p \cdot e^{p \cdot \tan f}$
$N_g = 0$ se $w = 0$ $N_g = -2 \cdot \sin w$ se $w \neq 0$	$N_g = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan f$

dove:

$k_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$ è il coefficiente di spinta passiva di Rankine;

f = angolo di attrito del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;

w = angolo di inclinazione del piano campagna.

Calcolo dei fattori di forma s_c, s_q, s_g

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, f = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, f \neq 0$)
$s_c = 1 + \frac{B'}{(2 + \pi) \cdot L'}$	$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'}{L'}$
$s_q = 1$	$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \cdot \tan \phi$
$s_\gamma = 1 - 0.40 \cdot \frac{B'}{L'}$	$s_\gamma = 1 - 0.40 \cdot \frac{B'}{L'}$

con $B'/L' < 1$.

Calcolo dei fattori di profondità del piano di posa d_c, d_q, d_g

Si definisce il seguente parametro:

$$K = \frac{D}{B'} \quad \text{se} \quad \frac{D}{B'} \leq 1;$$

$$K = \arctg\left(\frac{D}{B'}\right) \quad \text{se} \quad \frac{D}{B'} > 1.$$

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, f = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, f \neq 0$)
$d_c = 1 + 0,4 \cdot K$	$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$d_q = 1$	$d_q = 1 + 2 \cdot \tan f \cdot (1 - \sin f)^2 \cdot K$
$d_g = 1$	$d_g = 1$

Calcolo dei fattori di inclinazione del carico i_c, i_q, i_g

Si definisce il seguente parametro:

$m = m_B = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$ se la forza H è parallela alla direzione trasversale della fondazione

$m = m_L = \frac{2 + L/B}{1 + L/B}$ se la forza H è parallela alla direzione longitudinale della fondazione

$m = m_q = m_L \cdot \cos^2 q + m_B \cdot \sin^2 q$ se la forza H forma un angolo q con la direzione longitudinale della fondazione

Terreni coesivi ($c \neq 0, f = 0$)	Terreni incoerenti ($c = 0, f \neq 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, f \neq 0$)
$i_c = 1 - \frac{m \cdot H}{c \cdot N_c \cdot B \cdot L}$	$i_c = 0$	$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$i_q = 1$	$i_q = \left(1 - \frac{H}{V}\right)^m$	$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c \cdot \cot \phi}\right)^m$
$i_g = 0$	$i_g = \left(1 - \frac{H}{V}\right)^{m+1}$	$i_g = \left(1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c \cdot \cot \phi}\right)^{m+1}$

dove:

H = componente orizzontale dei carichi agente sul piano di posa della fondazione;

V = componente verticale dei carichi agente sul piano di posa della fondazione.

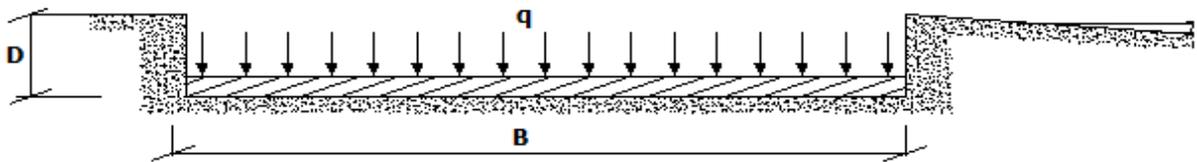
Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di campagna b_c, b_q, b_g

Indicando con w la pendenza del piano campagna, si ha:

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, f = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, f \neq 0$)
$b_c = 1 - \frac{2 \cdot w}{(2 + \pi)}$	$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$b_q = (1 - \tan w)^2 \cdot \cos w$	$b_q = (1 - \tan w)^2 \cdot \cos w$
$b_g = b_q / \cos w$	$b_g = b_q / \cos w$

Per poter applicare tali coefficienti correttivi deve essere verificata la seguente condizione:

$$w < f; \quad w < 45^\circ.$$



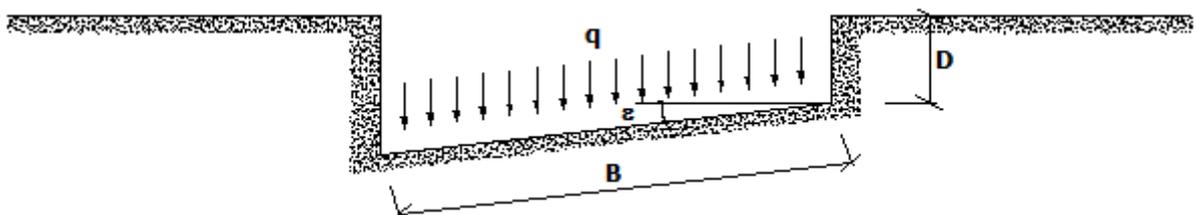
Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di posa g_c, g_q, g_g

Indicando con e la pendenza del piano di posa della fondazione, si ha:

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, f = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, f \neq 0$)
$g_c = 1 - \frac{2 \cdot e}{(2 + \pi)}$	$g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$g_q = 1$	$g_q = (1 - e \cdot \tan f)^2$
$g_g = 1$	$g_g = g_q$

Per poter applicare tali coefficienti correttivi deve essere verificata la seguente condizione:

$$e < 45^\circ$$



Calcolo dei fattori di riduzione per rottura a punzonamento y_c, y_q, y_g

Si definisce l'indice di rigidità del terreno come:

$$I_r = \frac{G}{c + \sigma \cdot \tan \phi}$$

dove:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} = \text{modulo d'elasticità tangenziale del terreno};$$

E= modulo elastico del terreno (nei calcoli è utilizzato il modulo edometrico);

n = modulo di Poisson. Sia in condizioni non drenate che drenate è assunto pari a 0,5 (a vantaggio di sicurezza);

s= tensione litostatica alla profondità $D+B/2$.

La rottura a punzonamento si verifica quando i coefficienti di punzonamento y_c, y_q, y_g sono inferiori all'unità; ciò accade quando l'indice di rigidità I_r si mantiene inferiore al valore critico:

$$I_r < I_{r,crit} = \frac{1}{2} \cdot e^{\left[\left(3,3 - 0,45 \frac{B}{L} \right) \cot \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \right]}$$

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, f = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, f \neq 0$)
$\psi_c = 0,32 + 0,12 \cdot \frac{B'}{L'} + 0,6 \cdot \text{Log}(I_r)$	$\psi_c = \psi_q - \frac{1 - \psi_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$Y_q = 1$	$\psi_q = e^{\left\{ \left(0,6 \frac{B'}{L'} - 4,4 \right) \cdot \tan \phi + \frac{3,07 \cdot \sin \phi \cdot \text{Log}(2 \cdot I_r)}{1 + \sin \phi} \right\}}$
$Y_g = 1$	$Y_g = Y_q$

Correzione per fondazione tipo piastra

Bowles, al fine di limitare il contributo del termine " $B \cdot N_g$ ", che per valori elevati di B porterebbe ad ottenere valori del carico limite prossimi a quelli di una fondazione profonda, propone il seguente fattore di riduzione r_g :

$$r_g = 1 - 0,25 \cdot \text{Log}(B/2) \quad \text{con } B \geq 2 \text{ m}$$

Nella tabella sottostante sono riportati una serie di valori del coefficiente r_g al variare della larghezza dell'elemento di fondazione.

B [m]	2	2.5	3	3.5	4	5	10	20	100
r_g	1,00	0,97	0,95	0,93	0,92	0,90	0,82	0,75	0,57

Questo coefficiente assume particolare importanza per fondazioni larghe con rapporto D/B basso, caso nel quale il termine " $B \cdot N_g$ " è predominante.

Calcolo del carico limite in condizioni non drenate

L'espressione generale del carico limite, valutato in termini di *tensioni totale*, diventa:

$$q_{lim} = c_u \cdot (2 + \pi) \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c + q + \frac{B'}{2} \cdot \gamma_{sat} \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot r_\gamma$$

dove:

c_u = coesione non drenata;

γ_{sat} = peso unità di volume del terreno in condizioni di saturazione.

N.B: Nel calcolo in condizioni non drenate (situazione molto rara per un terreno incoerente) si assume, sempre e comunque, che l'angolo di attrito f sia nullo ($f = 0$).

Fattori correttivi al carico limite in presenza di sisma

L'azione del sisma si traduce in accelerazioni nel sottosuolo (**effetto cinematico**) e nella fondazione, per l'azione delle forze d'inerzia generate nella struttura in elevazione (**effetto inerziale**).

Nell'analisi pseudo-statica, modellando l'azione sismica attraverso la sola componente orizzontale, tali effetti possono essere portati in conto mediante l'introduzione di coefficienti sismici rispettivamente denominati K_{hi} e K_{hk} , il primo definito dal rapporto tra le componenti orizzontale e verticale dei carichi trasmessi in fondazione ed il secondo funzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

La formula generale del carico limite si modifica nel seguente modo:

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot \Psi_c \cdot Z_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot \Psi_q \cdot Z_q + \frac{B'}{2} \cdot \gamma_f \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot \Psi_\gamma \cdot r_\gamma \cdot Z_\gamma \cdot c_\gamma$$

in cui, oltre ai termini già precedentemente indicati, si sono introdotti i seguenti termini:

Z_c, Z_q, Z_g = coefficienti correttivi dovuti all'effetto inerziale;

c_g = coefficiente correttivo dovuto all'effetto cinematico.

Calcolo del fattore correttivo dovuto all'effetto cinematico c_g

L'effetto cinematico modifica il solo coefficiente N_g in funzione del coefficiente sismico K_{hk} che è pari a:

$$K_{hk} = b_s \cdot S_s \cdot S_T \cdot a_g / g;$$

dove:

b_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità;

S_s = coefficiente di amplificazione stratigrafica;

S_T = coefficiente di amplificazione topografica;

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

I valori di b_s sono riportati nella seguente tabella:

	CATEGORIA DI SOTTOSUOLO	
	A	B,C,D,E
	b_s	b_s
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,20

Il fattore correttivo dovuto all'effetto cinematico c_g è, pertanto, determinato con la seguente relazione:

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, f = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, f \neq 0$)
$c_g = 1$	$c_g = \left(1 - \frac{K_{hk}}{\tan \phi}\right)^{0.45}$ se $\frac{K_{hk}}{\tan \phi} < 1$, altrimenti $c_g = 0$

Calcolo dei fattori correttivi dovuti all'effetto inerziale z_c, z_q, z_g

L'effetto inerziale produce variazioni di tutti i coefficienti di capacità portante del carico limite in funzione del coefficiente sismico K_{hi} .

Tali effetti correttivi vengono valutati con la teoria di **Paolucci - Pecker** attraverso le seguenti relazioni:

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, f = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, f \neq 0$)		
$Z_c = Z_q = Z_g = 1$	$Z_c = 1 - 0,32 \cdot K_{hi}$	se $z_c > 0$	altrimenti $z_c = 0$
	$z_y = z_q = \left(1 - \frac{K_{hi}}{\tan \phi}\right)^{0,35}$	se $\frac{K_{hi}}{\tan \phi} < 1$	altrimenti $z_g = z_q = 0$

dove:

K_{hi} è ricavato dallo spettro di progetto allo SLV attraverso la relazione:

$$K_{hi} = S_s \cdot S_T \cdot a_g / g;$$

i cui termini sono stati precedentemente precisati.

Si fa notare che il coefficiente sismico K_{hi} coincide con l'ordinata dello spettro di progetto allo SLU per $T = 0$ ed è indipendente dalle combinazioni di carico.

Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)

Di seguito si riporta una tabella riepilogativa relativa alla verifica dello stato limite di collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno.

Si precisa che il valore relativo alla colonna $Q_{d,Rd}$, di cui nella tabella seguente, è da intendersi come il valore di progetto della resistenza R_d , ossia il rapporto fra il carico limite q_{lim} (calcolato come sopra esposto) ed il valore del coefficiente parziale di sicurezza g_R relativo alla capacità portante del complesso terreno-fondazione, in relazione all'approccio utilizzato. Nel caso in esame il coefficiente parziale di sicurezza g_R è stato assunto pari a 2,3 (tabella 6.4.I del D.M. 2018).

Si precisa che, nella sottostante tabella:

- la coppia Q_{Ed} e $Q_{d,Rd}$ è relativa alla combinazione di carico, fra tutte quelle esaminate, che dà luogo al minimo coefficiente di sicurezza (CS);
- nelle colonne "**per N_q , per N_c e per N_g** ", relative ai "**Coef. Cor. Terzaghi**", viene riportato il prodotto tra i vari coefficienti correttivi presenti nell'espressione generale del carico

limite. Ad esempio si è posto:

$$\text{Coef. Cor. Terzaghi per } N_q = s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot y_q \cdot z_q$$

$$\text{Coef. Cor. Terzaghi per } N_c = s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot y_c \cdot z_c$$

$$\text{Coef. Cor. Terzaghi per } N_g = s_g \cdot d_g \cdot i_g \cdot g_g \cdot b_g \cdot y_g \cdot r_g \cdot z_g \cdot c_g$$

VERIFICHE CARICO LIMITE FONDAZIONI DIRETTE ALLO SLU

Verifiche Carico Limite fondazioni dirette allo SLU

Id _{Fnd}	CS	L _X	L _Y	Rt z	Z _{P.c} mp	Z _{Fld}	Cmp T	C. Terzaghi						Q _{Ed}	Q _{Rd}	R _f
								per N _q	per N _c	per N _g	N _q	N _c	N _g			
		[m]	[m]	[°]	[m]	[m]								[N/ mm ²]	[N/ mm ²]	
Platea 1	16, 81	6,50	2,50	18 0,0 0	0,65	-	NON Coesi vo	1,33	0,00	0,83	23, 18	35, 49	30, 21	0,02 4	0,40 1	NO

LEGENDA:

- Id_{Fnd}** Descrizione dell'oggetto di fondazione al quale è riferita la verifica.
- CS** Coefficiente di sicurezza ([NS] = Non Significativo se CS ≥ 100; [VNR]= Verifica Non Richiesta; Informazioni aggiuntive sulla condizione: [V] = statica; [E] = eccezionale; [S] = sismica; [N] = sismica non lineare).
- L_{X/Y}** Dimensioni dell'elemento di fondazione.
- Rtz** Angolo compreso tra l'asse X e il lato più lungo del minimo rettangolo che delimita il poligono della platea.
- Z_{P.cmp}** Profondità di posa dell'elemento di fondazione dal piano campagna.
- Z_{Fld}** Profondità della falda dal piano campagna.
- Cmp T** Classificazione del comportamento del terreno ai fini del calcolo.
- C. Terzaghi** Coefficienti correttivi per la formula di Terzaghi.
- Q_{Ed}** Carico di progetto sul terreno.
- Q_{Rd}** Resistenza di progetto del terreno.
- R_f** [SI] = elemento con presenza di rinforzo; [NO] = elemento senza rinforzo.

VERIFICHE CARICO LIMITE FONDAZIONI DIRETTE ALLO SLD**Verifiche Carico Limite fondazioni dirette allo SLD**

Id _{Fnd}	CS	L _X	L _Y	Rt _Z	Z _{P.c} _{mp}	Z _{Fld}	Cmp T	C. Terzaghi						Q _{Ed}	Q _{Rd}	R _f
								pe r N _q	per N _c	per N _g	N _q	N _c	N _g			
		[m]	[m]	[°]	[m]	[m]								[N/ mm ²]	[N/ mm ²]	
Platea 1	29, 50	6,50	2,50	18 0,0 0	0,65	-	NON Coesi vo	1,3 0	0,0 0	0,8 0	23,1 8	35, 49	30, 21	0,01 7	0,50 0	N O

LEGENDA:

- Id_{Fnd}** Descrizione dell'oggetto di fondazione al quale è riferita la verifica.
- CS** Coefficiente di sicurezza ([NS] = Non Significativo se $CS \geq 100$; [VNR]= Verifica Non Richiesta; Informazioni aggiuntive sulla condizione: [V] = statica; [E] = eccezionale; [S] = sismica; [N] = sismica non lineare).
- L_{X/Y}** Dimensioni dell'elemento di fondazione.
- Rt_Z** Angolo compreso tra l'asse X e il lato più lungo del minimo rettangolo che delimita il poligono della platea.
- Z_{P.cm}** Profondità di posa dell'elemento di fondazione dal piano campagna.
- Z_{Fld}** Profondità della falda dal piano campagna.
- Cmp T** Classificazione del comportamento del terreno ai fini del calcolo.
- C. Terzaghi** Coefficienti correttivi per la formula di Terzaghi.
- Q_{Ed}** Carico di progetto sul terreno.
- Q_{Rd}** Resistenza di progetto del terreno.
- R_f** [SI] = elemento con presenza di rinforzo; [NO] = elemento senza rinforzo.

3.12. Stima dei cedimenti delle fondazioni

I cedimenti delle fondazioni superficiali sono il risultato (l'integrale) delle deformazioni verticali del terreno sottostante la fondazione. Queste deformazioni sono conseguenti ad un'alterazione dello stato di tensione nel sottosuolo imputabile a vari motivi quali il carico

trasmesso dalle strutture di fondazione, variazioni del regime delle pressioni neutre nel sottosuolo, vibrazioni indotte, scavi eseguiti nei pressi della fondazione.

Nel calcolo preliminare eseguito dal software, relativamente alle tre tipologie di fondazioni analizzate, vengono stimati i cedimenti prodotti dai carichi trasmessi dalla fondazione, che sono sempre presenti, e ne è stata valutata l'ammissibilità in condizioni di esercizio.

3.12.1. Calcolo incremento tensioni

Gli incrementi di tensione indotti nel sottosuolo, dai carichi applicati in superficie, sono valutati mediante la teoria di Boussinesq, che definisce lo stato di tensione e deformazione indotto in un semispazio elastico da una forza concentrata P agente normalmente al suo piano limite (figura sottostante).

Gli incrementi di tensione nel sottosuolo, che generano i cedimenti, espressi in un sistema di coordinate cilindriche q, z, r, sono determinate attraverso le seguenti relazioni:

$$\sigma_z = \frac{3 \cdot P}{2 \cdot \pi} \cdot \frac{z^3}{R^5}$$

$$\sigma_r = -\frac{P}{2 \cdot \pi \cdot R^2} \cdot \left[-\frac{3 \cdot r^2 \cdot z}{R^3} + \frac{(1 - 2 \cdot \nu) \cdot R}{(R + z)} \right]$$

$$\tau_{rz} = \frac{3 \cdot P}{2 \cdot \pi} \cdot \frac{z^2 \cdot r}{R^5}$$

$$\sigma_\theta = -\frac{(1 - 2 \cdot \nu) \cdot P}{2 \cdot \pi \cdot R^2} \cdot \left[\frac{z}{R} - \frac{R}{(R + z)} \right]$$

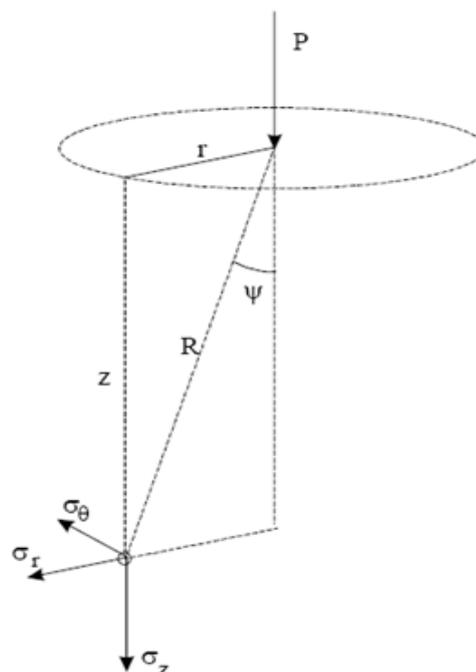
dove $R = \sqrt{r^2 + z^2}$.

I valori delle tensioni radiali s_r e tangenti s_q , proiettati sugli assi X e Y, diventano:

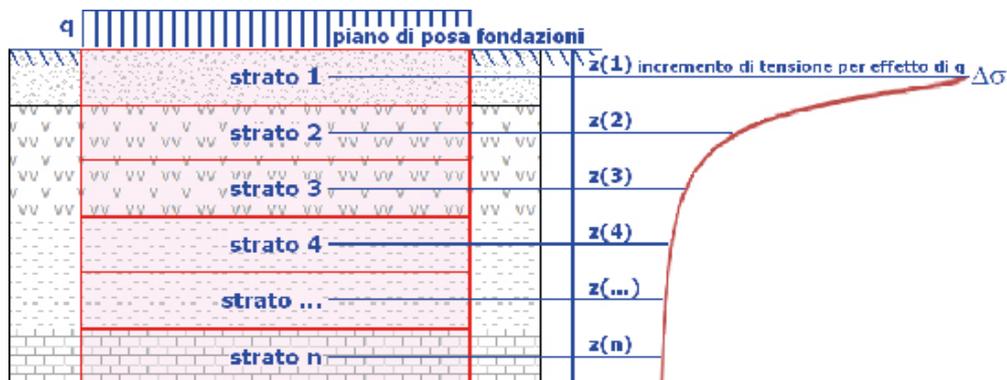
$$s_x = s_r \cdot \cos(a) - s_q \cdot \sin(a);$$

$$s_y = s_r \cdot \sin(a) + s_q \cdot \cos(a);$$

dove a è l'angolo formato dal raggio r con l'asse X.



Gli incrementi di tensione sono calcolati, per ogni combinazione di carico allo SLE e allo SLD, al centro di strati elementari (substrati) con cui si è discretizzato il sottosuolo in corrispondenza di ogni verticale di calcolo (vedi figura sottostante). L'altezza adottata per il substrato è di 100 cm.



Distribuzione delle forze al contatto del piano di posa

Per poter affrontare il problema in maniera generale, l'area di impronta della fondazione viene discretizzata in areole elementari sufficientemente piccole e si sostituisce all'azione ripartita, competente ad ogni singola areola, un'azione concentrata equivalente. Il terreno a contatto con la fondazione viene corrispondentemente discretizzato in elementi elastici, detti bounds, che lavorano nelle tre direzioni principali XYZ. Le fondazioni trasmettono agli elementi bounds le azioni provenienti dal calcolo in elevazione e su tale modello il solutore determina le azioni F_x , F_y , F_z agenti sul singolo bound. Inizialmente si ritiene il bound elastico e bidirezionale, ossia reagente anche a trazione, e in tale ipotesi viene condotto un calcolo lineare. Se, per effetto di eccentricità, si hanno bounds reagenti a trazione, si ridefinisce il legame costitutivo nell'ipotesi di assenza di resistenza a trazione e si effettua un calcolo NON lineare in cui sono definite aree di contatto parzializzate e vengono esclusi i bounds a trazione.

Attraverso questo procedimento, effettuato per tutte le combinazioni di carico, sono note le reazioni dei bounds compressi e quindi le forze (F_z) da cui calcolare gli incrementi di tensione nel sottosuolo in una serie di punti significativi.

Per ogni verticale in cui si è calcolato il cedimento, l'incremento di tensione nel sottosuolo è calcolato sommando gli effetti di tutte le forze elementari.

Inoltre, viene considerato il decremento di tensione dovuto allo scavo, in modo da sottrarre all'intensità del carico applicato il valore della tensione litostatica agente sul piano di posa prima della realizzazione della fondazione.

3.12.2 Calcolo dei cedimenti

Noti gli incrementi di tensione nei vari strati, per il calcolo dei cedimenti viene adottato il metodo edometrico di Terzaghi, distinguendo tra terreni a grana grossa e terreni a grana fine.

Terreni a grana grossa

Per questi terreni i cedimenti si estinguono immediatamente per cui il cedimento iniziale (w_0) coincide con quello finale (w_f).

In tal caso, per il calcolo del cedimento, sarebbe indispensabile far ricorso a procedimenti empirici che utilizzano i risultati di prove in sito.

Viste le difficoltà e l'incertezza nella stima di specifici parametri geotecnici, il cedimento viene valutato utilizzando il metodo edometrico.

Terreni a grana fina

Il metodo edometrico fornisce il cedimento a lungo termine, NON consentendo di valutare il cedimento iniziale. Calcolato l'incremento di tensioni $\Delta\sigma_i$ nei vari strati, ognuno di spessore H_i e modulo $E_{ed,i}$, il cedimento edometrico risulta pari a:

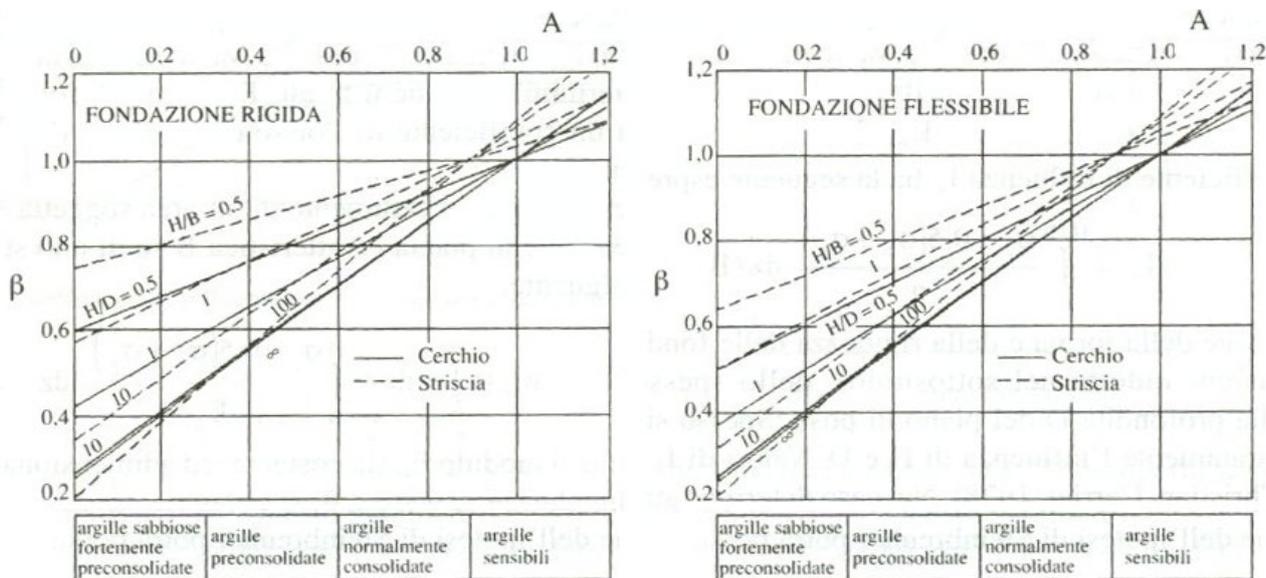
$$w_{ed} = \sum_i \frac{\Delta\sigma_i}{E_{ed,i}} \cdot H_i$$

100

Per la stima del cedimento di consolidazione si utilizza il metodo di Skempton e Bjerrum che esprime tale cedimento come un'aliquota di quello edometrico, pertanto:

$$W_c = b \cdot W_{ed}$$

I valori del coefficiente β sono riportati in grafici in funzione della rigidezza della fondazione, della forma della fondazione, dello spessore dello strato deformabile e del coefficiente di Skempton "A" (vedi figura sottostante).



Il coefficiente "A" di Skempton può essere ricavato in funzione del grado di consolidazione del terreno come indicato nella seguente tabella.

Grado di consolidazione del terreno	A _{Skempton}
basso	0,75 ÷ 1,50
normale	0,50 ÷ 1,00
poco sovraconsolidato	0,20 ÷ 0,50
molto sovraconsolidato	0,00 ÷ 0,25

Il cedimento iniziale w_0 è calcolato con la teoria dell'elasticità in termini di tensioni totali secondo la seguente espressione:

$$w_0 = \frac{q \cdot B}{E_u} \cdot I_w$$

in cui:

- E_u è il modulo di elasticità NON drenato;
- q è il carico (medio ripartito) sulla fondazione;
- B è la larghezza caratteristica della fondazione,
- I_w è il coefficiente di influenza.

Il coefficiente di influenza I_w ha la seguente espressione:

$$I_w = \int_0^{H/B} \frac{\sigma_z - 0.5 \cdot (\sigma_x + \sigma_y)}{q} dz/B$$

in cui H è lo spessore dello strato deformabile e le s_x e s_y sono calcolate con un coefficiente di Poisson che, in condizioni NON drenate, è assunto pari a 0,5.

Il modulo di elasticità NON drenato di un terreno può essere ricavato dalla seguente tabella in cui è messo in relazione con la coesione NON drenata (c_u), l'indice di plasticità (I_p) e il grado di consolidazione del terreno (OCR). Tuttavia il tecnico è libero di inserire manualmente tali parametri qualora siano state fatte indagini specifiche relative alla loro determinazione.

Rapporto $K_u=(E_u/c_u)$			
Grado di consolidazione del terreno (OCR)	$I_p < 0,3$	$0,3 < I_p < 0,5$	$I_p > 0,5$
basso/normale (< 3)	800	400	200
poco sovraconsolidato (da 3 a 5)	500	300	150
molto sovraconsolidato (> 5)	300	200	100

Il cedimento finale è pari a:

$$W_f = W_o + W_c$$

3.12.3. Calcolo delle distorsioni angolari

Noti i cedimenti in un certo numero di punti significativi, è possibile calcolare le distorsioni angolari (b) come:

$$b_{ij} = DW_{ij}/L_{ij};$$

dove:

DW_{ij} : cedimento differenziale tra i punti i e j ;

L_{ij} : distanza tra la coppia di punti i e j .

3.12.4. Verifica a scorrimento sul piano di posa

La verifica a scorrimento sul piano di posa della fondazione, eseguita allo SLU (SLV), consiste nel confronto fra la forza agente parallelamente al piano di scorrimento (azione, F_d) e la resistenza (R_d), ossia la risultante delle tensioni tangenziali limite sullo stesso piano, sommata, in casi particolari, alla risultante delle tensioni limite agenti sulle superfici laterali della fondazione.

La resistenza R_d della fondazione allo scorrimento è data dalla somma di tre componenti:

- 1) Componente dovuta all'attrito F_{RD1} , pari a:

$$F_{RD1} = N_d \cdot \tan f;$$

dove:

N_d = carico efficace di progetto, normale alla base della fondazione;

f = angolo di resistenza a taglio (d'attrito) del terreno a contatto con la fondazione.

2) Componente dovuta all'adesione F_{RD2} , pari a:

$$F_{RD2} = A' \cdot c;$$

dove:

A' = superficie efficace della base della fondazione;

c = coesione del terreno, pari alla coesione efficace (c') in condizioni drenate o alla coesione non drenata (c_u) in condizioni non drenate.

3) Componente dovuta all'affondamento F_{RD3} della fondazione. Tale eventuale contributo resistente è dovuto alla spinta passiva che si genera sul lato verticale della fondazione quando le forze orizzontali la spingono contro lo scavo (incasso).

Si evidenzia che nel caso in cui lo sforzo normale sia di trazione i primi due contributi vengono annullati.

4. CONCLUSIONI

Si rimanda alla fase esecutiva il dimensionamento definitivo delle opere di fondazione delle cabine prefabbricate (Power Station e Cabina MT), precisando che le sovrastanti strutture sono strutture predimensionate dal fornitore sulla base delle caratteristiche dell'area di installazione ed i dettagli di tale dimensionamento saranno resi disponibili in fase di progettazione esecutiva.

Analogamente per i tre edifici di nuova costruzione si precisa che l'analisi di dettaglio sarà sviluppata nel progetto esecutivo.

Le assunzioni fatte in questa sede, per la preliminare determinazione dei carichi agenti, sono basate su strutture esistenti e con caratteristiche dimensionali, materiali e di peso simili a quelle assunte.