



COMUNE DI GUSPINI
Provincia del Medio Campidano
Regione Sardegna

Progetto agrivoltaico per la produzione energetica e agricola denominato "GR_SCANU", nel Comune di Guspini, della potenza di 25.141,76 kWp

Oggetto:

CALCOLI PRELIMINARI DELLE STRUTTURE

Elaborato

07OCE.Doc.01

GRUPPO DI LAVORO:

INIOS s.r.l (Capogruppo)

INIOS SOCIETA' DI INGEGNERIA
VIA GIALETO, 99 - 09170 ORISTANO (OR)
C.F. - P.IVA 01173430958
evolving energy

Dott. Agronomo Sandro Marchi

Dott. Archeologo Marco Cabras

Dott. Geologo Mario Nonne

Lithos S.r.l.

Ing. Antonio Piccinini

Geom. Emanuele Cauli

Ing. Marco Mario G. Piroddi

Ing. Raimondo Ignazio Cadeddu

Ing. Francesco Miscali

REDATTO DA:

Ing. Raimondo Ignazio Cadeddu

Progettisti:

Ing. Raimondo Ignazio Cadeddu



07OCE.Doc.01.PDF
file

Giugno 2023
Data

Aggiornamento

-
Scala

017-2023
Nr. Commessa

Proponente:

Grenergy Rinnovabili 4 srl
Via Borgonuovo, N° 9
20121 Milano (MI)
P.IVA: 11892530962



PROGETTO	Progetto agrivoltaico per la produzione energetica e agricola denominato "GR_Scanu", nel Comune di Guspini, della potenza di 25.141,76 kWp	07OCE.Doc.01
DEFINITIVO	ELABORATO N. 07OCE.Doc.01 – CALCOLI PRELIMINARI DELLE STRUTTURE	pag. 1/1

1. Premessa

L'impianto agrivoltaico in progetto, denominato "GR_Scanu", è stato pensato e sarà realizzato con lo scopo di creare una sinergia tra produzione di energia elettrica da fonte rinnovabile fotovoltaica e produzione agricola con l'obiettivo comune di rispettare l'ambiente e creare così le condizioni per il raggiungimento di obiettivi produttivi e economici per entrambi i settori coinvolti: agricolo ed energetico.

Il soggetto proponente dell'iniziativa è la società Grenergy Rinnovabili 4 srl (anche denominata GRR4) con sede in Via Borgonuovo 9 – 20121 – Milano. La società è iscritta nella Sezione Ordinaria della Camera di Commercio Industria Agricoltura ed Artigianato di Milano, con numero REA MI-2630049, C.F. e P.IVA N. 11892530962.

La società GRR 4 fa parte del gruppo Grenergy Renovables SA, con sede legale a Madrid e quotata alla borsa di Madrid, che opera in tutto il mondo nel campo delle energie rinnovabili. Le attività principali del gruppo sono lo sviluppo, la progettazione, la realizzazione e l'esercizio di impianti fotovoltaici, eolici e di accumulo dell'energia.

L'impianto per la produzione di energia elettrica da fonte rinnovabile, localizzato nel territorio del Comune di Guspini, sarà costituito dal generatore fotovoltaico, di potenza nominale pari a 25.141,76 kWp, installato a terra su strutture in acciaio zincato motorizzate (Tracker Monoassiali) che seguiranno il percorso del sole lungo l'asse Nord-Sud direzione Est-Ovest, mantenendo la perpendicolarità con lo stesso e ottimizzando così la produzione di energia. Inoltre, sarà previsto un sistema di accumulo per lo stoccaggio dell'energia fotovoltaica di capacità pari a 12 x 2.752 kWh.

L'impianto ricoprirà una superficie complessiva pari a poco più di 500.000 mq e sarà allacciato alla rete Elettrica Nazione tramite una linea interrata di circa 8 km in Alta Tensione a 36 kV collegata in antenna sulla nuova Stazione Elettrica (SE) di Trasformazione della RTN a 220/150/36 kV.

La parte agricola continuerà invece la produzione di foraggi essiccati (fieni).

Nella filosofia di creare una forte sinergia tra produzione agricola e fotovoltaica è stato individuato già un imprenditore agricolo del territorio, disponibile a coltivare il terreno anche con la presenza dei tracker fotovoltaici. Con queste premesse si pensa che l'impianto agrivoltaico in progetto possa davvero creare quelle condizioni che permetteranno di stabilire un forte e duraturo legame tra produzione agricola e produzione di energia elettrica da fonte rinnovabili.

Predimensionamento Strutture

1 - DESCRIZIONE GENERALE DELLE OPERE

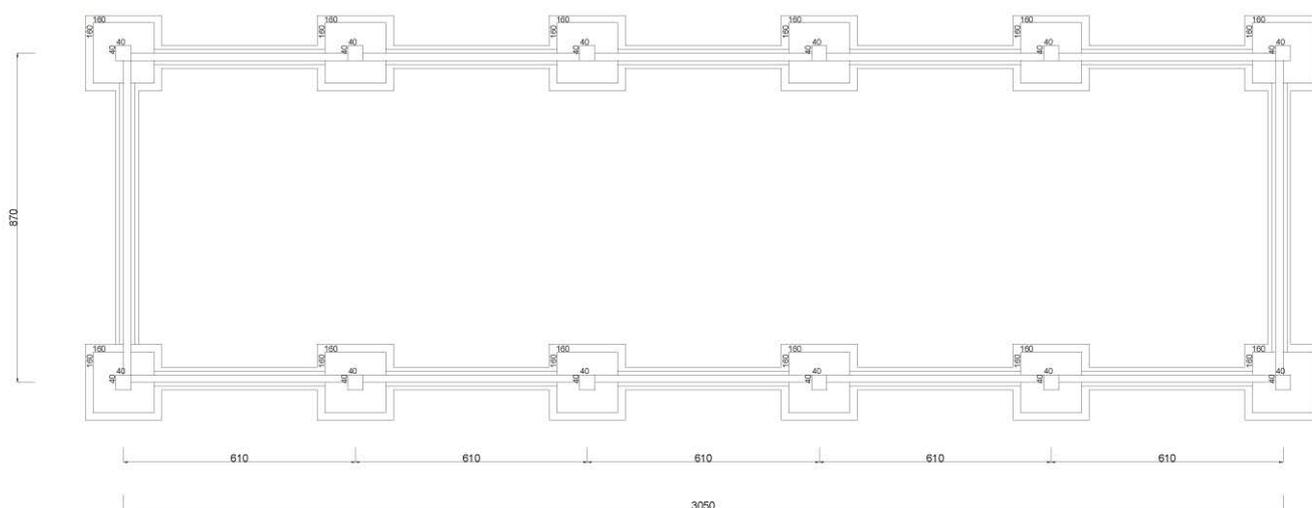
La presente relazione tratta il dimensionamento preliminare delle strutture dei fabbricati necessari per alloggiare le parti impiantistiche del campo fotovoltaico individuato nel comune di Guspini (SU).

Si allega alla presente relazione la tavola strutturale degli elementi di fondazione dimensionati in scala adeguata sulla base dei dati provenienti dalla relazione geologica.

Cabina Utente di Consegna

L'edificio, di dimensioni planimetriche pari a circa 9x31m, verrà realizzato con uno scheletro portante in conglomerato cementizio armato con fondazioni dirette su plinti e travi portamuro di collegamento; la tamponatura verrà ottenuta con blocchi in cls da 25 cm., per opportuna cautela il predimensionamento viene impostato utilizzando delle dimensioni dei plinti di fondazione in grado di trasmettere al suolo una carico inferiore a 1 kg/cm².

La figura illustra lo schema strutturale di fondazione della cabina di consegna:



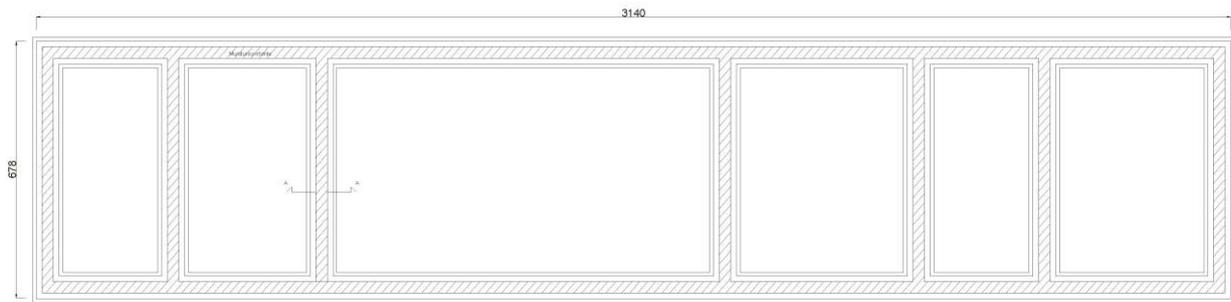
Cabina di Raccolta

La cabina si trova all'interno del campo fotovoltaico e dista circa 8 km dalla cabina utente di consegna.

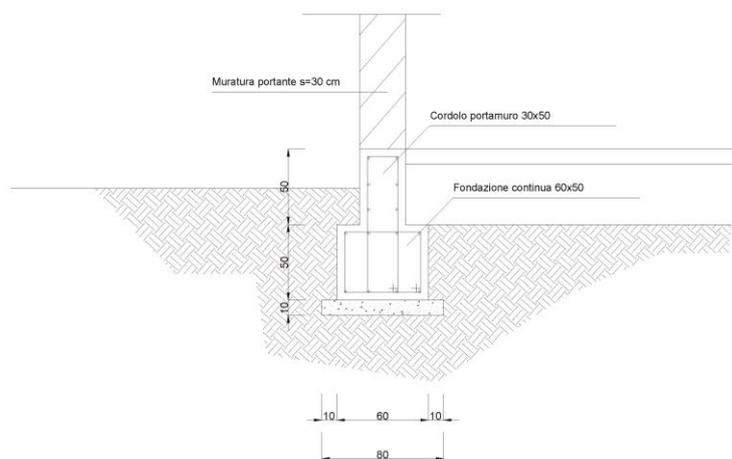
Il fabbricato possiede dimensioni planimetriche pari a 31,1x6,5 m e sarà realizzato su un solo livello; si ipotizza con muratura portante in poroton, pilastri in cemento armato di irrigidimento e copertura in latero cemento a doppia falda con copertura in tegole.

Le fondazioni saranno di tipo continuo e avranno dimensioni la sezione trasversale pari a circa 60x50 cm; garantendo un carico sul terreno inferiore a 1 kg/cm².

La figura seguente illustra lo schema di fondazione della cabina:



Particolare sezione trave continua di fondazione:



Dimensionamento Platee di fondazione INVERTER- ACCUMULATORI- BESS

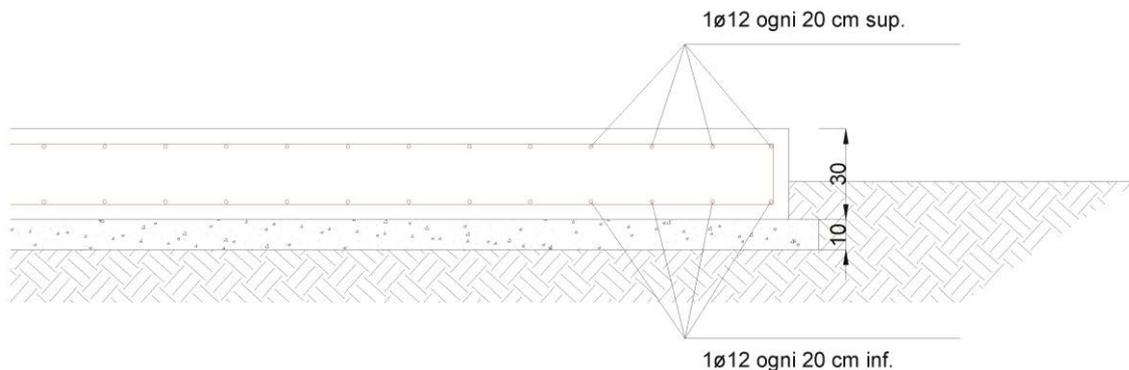
Le fondazioni ospitanti gli inverter e gli elementi di accumulo ecc., all'interno di ogni singolo sottocampo, sono previste a platea armata di dimensioni planimetriche variabili con carichi medi inferiori comunque a 1 kg/cm^2 ; si prevede pertanto una platea che mantenga una buona rigidità utilizzando uno spessore medio di 30 cm., dopo aver eliminato il primo strato di terreno vegetale, preparato il fondo con uno spessore medio di 20 cm di tout-venant di cava opportunamente rullato e realizzato la sottofondazione in cls magrone di spessore minimo pari a 10 cm..

Saranno disposti i graticci di armatura superiore e inferiore con l'ipotesi di calcolo in "classe 4" utilizzando barre ad aderenza migliorata di diametro $\varnothing 12$ ogni 20-25 cm, disposte in due direzioni ortogonali sulla facce di intradosso e di estradosso, mantenendo rigorosamente un copriferro di 5 cm sia inferiormente che superiormente mediante l'utilizzo di appositi distanziatori per le armature.

La tavola allegata alla presente relazione illustra tutte le strutture di fondazione dimensionate in questa fase preliminare; tutti gli altri elementi strutturali di fondazione e in elevazione saranno ulteriormente definiti in fase esecutiva.

Il predimensionamento ha tenuto conto della normativa tecnica esistente e in una prima fase ci si è limitati a verificare i valori delle tensioni agenti sui terreni indicati nella relazione geologica, gli approfondimenti puntuali saranno affrontati in sede di progettazione esecutiva.

La figura seguente illustra la sezione tipo delle piastre di fondazione dimensionate:



2 - NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le fasi di analisi e verifica della struttura sono state 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.

3 - MATERIALI IMPIEGATI E RESISTENZE DI CALCOLO

Tutti i materiali strutturali impiegati devono essere 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.

Per la realizzazione dell'opera in oggetto saranno impiegati i seguenti materiali:

MATERIALI CALCESTRUZZO ARMATO

N _{id}	□ _k	□ _{T,i}	E	G	C _{Erid}	Stz	R _{ck}	R _{cm}	%R _{ck}	□ _c	Caratteristiche calcestruzzo armato			N	n Ac
											f _{cd}	f _{ctd}	f _{ctm}		
	[N/m ³]	[1/°C]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[%]		[N/mm ²]	[N/mm ²]			[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]		
Cls C32/40_B450C - (C32/40)															
001	25.000	0,000010	33.643	14.018	60	P	40,00	-	0,85	1,50	18,81	1,45	3,72	15	002

LEGENDA:

- N_{id} Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
 □_k Peso specifico.
 □_{T,i} Coefficiente di dilatazione termica.
 E Modulo elastico normale.
 G Modulo elastico tangenziale.
 C_{Erid} Coefficiente di riduzione del Modulo elastico normale per Analisi Sismica [E_{sisma} = E · c_{Erid}].
 Stz Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).
 R_{ck} Resistenza caratteristica cubica.
 R_{cm} Resistenza media cubica.
 %R_{ck} Percentuale di riduzione della R_{ck}.
 □_c Coefficiente parziale di sicurezza del materiale.
 f_{cd} Resistenza di calcolo a compressione.
 f_{ctd} Resistenza di calcolo a trazione.
 f_{ctm} Resistenza media a trazione per flessione.
 n Ac Identificativo, nella relativa tabella materiali, dell'acciaio utilizzato: [-] = parametro NON significativo per il materiale.

MATERIALI ACCIAIO

N _{id}	□ _k	□ _{T,i}	E	G	Stz	LMT	f _{yk}	f _{tk}	f _{yd}	f _{td}	□ _s	□ _{M1}	□ _{M2}	Caratteristiche acciaio			
														□ _{M3,SLV}	□ _{M3,SLE}	□ _{M7}	
	[N/m ³]	[1/°C]	[N/mm ²]	[N/mm ²]			[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]							
Acciaio B450C - Acciaio in Tondini - (B450C)																	
002	78.500	0,000010	210.000	80.769	P	-	450,00	-	391,30	-	1,15	-	-	-	-	-	-

LEGENDA:

- N_{id} Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
 □_k Peso specifico.
 □_{T,i} Coefficiente di dilatazione termica.
 E Modulo elastico normale.
 G Modulo elastico tangenziale.
 Stz Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).
 LMT Campo di validità in termini di spessore t, (per profili, piastre, saldature) o diametro, d (per bulloni, tondini, chiodi, viti, spinotti)
 f_{yk} Resistenza caratteristica allo snervamento
 f_{tk} Resistenza caratteristica a rottura
 f_{yd} Resistenza di calcolo
 f_{td} Resistenza di calcolo a Rottura (Bulloni).
 □_s Coefficiente parziale di sicurezza allo SLV del materiale.
 □_{M1} Coefficiente parziale di sicurezza per instabilità.
 □_{M2} Coefficiente parziale di sicurezza per sezioni tese indebolite.
 □_{M3,SLV} Coefficiente parziale di sicurezza per scorrimento allo SLV (Bulloni).
 □_{M3,SLE} Coefficiente parziale di sicurezza per scorrimento allo SLE (Bulloni).
 □_{M7} Coefficiente parziale di sicurezza precarico di bulloni ad alta resistenza (Bulloni - NCnt = con serraggio NON controllato; Cnt = con serraggio controllato). [-] = parametro NON significativo per il materiale.
 NOTE [-] = Parametro non significativo per il materiale.

TENSIONI AMMISSIBILI ALLO SLE DEI VARI MATERIALI

Materiale	SL	Tensioni ammissibili allo SLE dei vari materiali	
		Tensione di verifica	□ _{d,amm}
			[N/mm ²]
Cls C32/40_B450C	Caratteristica(RARA)	Compressione Calcestruzzo	19,92
	Quasi permanente	Compressione Calcestruzzo	14,94
Acciaio B450C	Caratteristica(RARA)	Trazione Acciaio	360,00

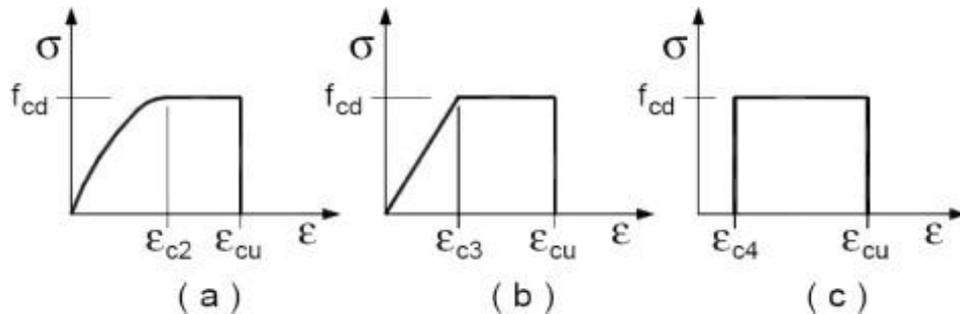
LEGENDA:

- SL Stato limite di esercizio per cui si esegue la verifica.
 □_{d,amm} Tensione ammissibile per la verifica.

I valori dei parametri caratteristici dei suddetti materiali sono riportati anche nei “*Tabulati di calcolo*”, nella relativa sezione.

Tutti i materiali impiegati dovranno essere comunque verificati con opportune prove di laboratorio secondo le prescrizioni della vigente Normativa.

I diagrammi costitutivi degli elementi in calcestruzzo sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al §4.1.2.1.2.1 del D.M. 2018; in particolare per le verifiche effettuate a pressoflessione retta e pressoflessione deviata è adottato il modello (a) riportato nella seguente figura.



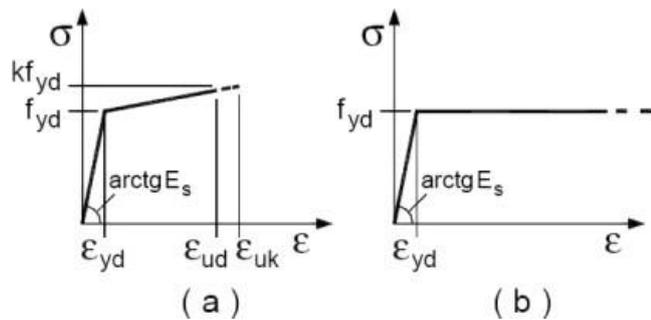
Diagrammi di calcolo tensione/deformazione del calcestruzzo.

I valori di deformazione assunti sono:

$$\epsilon_{c2} = 0,0020;$$

$$\epsilon_{cu2} = 0,0035.$$

I diagrammi costitutivi dell'acciaio sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al §4.1.2.1.2.2 del D.M. 2018; in particolare è adottato il modello elastico perfettamente plastico tipo (b) rappresentato nella figura sulla destra. La resistenza di calcolo è data da f_{yk}/γ_s . Il coefficiente di sicurezza γ_s si assume pari a 1,15.



4 - TERRENO DI FONDAZIONE

Vedi relazione geologica.

5 - ANALISI DEI CARICHI

La valutazione dei carichi e dei sovraccarichi è stata 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 è effettuata sulle dimensioni definitive.

Le analisi effettuate, corredate da dettagliate descrizioni, oltre che nei “*Tabulati di calcolo*” nella relativa sezione, sono di seguito riportate:

ANALISI CARICHI

Analisi carichi										
N _{id}	T. C.	Descrizione del Carico	Tipologie di Carico	Peso Proprio		Permanente NON Strutturale		Sovraccarico Accidentale		Carico Neve
				Descrizione	PP	Descrizione	PNS	Descrizione	SA	
										[N/m ²]
001	S	Platea	<= 30kN	<i>*vedi le relative tabelle dei carichi</i>	-	Macchine elettriche	2.000	Manutenzioni varie (peso a pieno carico fino a 30 kN) (Cat. F – Tab. 3.1.II - DM 17.01.2018)	2.500	0

LEGENDA:

N_{id} Numero identificativo dell'analisi di carico.

T. C. Identificativo del tipo di carico: [S] = Superficiale - [L] = Lineare - [C] = Concentrato.

PP, PNS, Valori, rispettivamente, del Peso Proprio, del Sovraccarico Permanente NON strutturale, del Sovraccarico Accidentale. Secondo il tipo di carico indicato nella colonna "T.C." ("S" - "L" - "C"), i valori riportati nelle colonne "PP", "PNS" e "SA", sono espressi in [N/m²] per carichi Superficiali, [N/m] per carichi Lineari, [N] per carichi Concentrati.

6 - VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

L'azione sismica è stata 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 sono state effettuate le verifiche è stato 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.

**Predimensionamento strutture di fondazione
impianti del campo fotovoltaico**

L'impianto sarà costituito da moduli fotovoltaici posizionati su strutture ad inseguimento monoassiale con inseguimento E-O, ancorate a terra attraverso apposite strutture in acciaio.

I moduli fotovoltaici previsti sono costituiti da pannelli di dimensioni indicative 1303 mm x 2384 mm predisposti lungo il lato lungo su 2 file da 14 moduli.

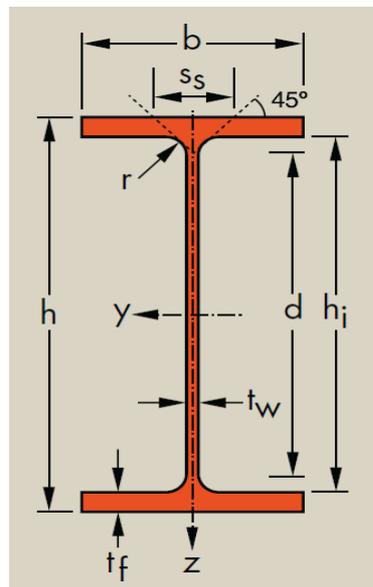
La struttura degli inseguitori monoassiali è costituita da due campate sulle quali sono adagiati i 28 pannelli disposti su due file.

La larghezza complessiva di tale struttura mobile è pari a circa 4,77 m (ovvero la larghezza equivalente dei due pannelli portati) e lunghezza complessiva di ogni modulo pari a circa 19 m. I pannelli saranno collegati a dei profilati ad omega trasversali alla struttura e connessi mediante un corrente longitudinale con sezione quadrata di lato 15mm e spessore 4mm. Grazie a questo sistema la parte mobile è in grado di ruotare intorno ad un asse orizzontale posto ad una altezza pari a circa 2,7 m fuori terra, con un angolo di rotazione di +/- 60°.

Il corrente che governa il moto della struttura è sostenuto da n.3 pilastri, il centrale di sezione HEA 260 e i laterali di sezione IPE 240 cui è collegato mediante delle cerniere con asse parallelo al tubolare. Nella cerniera centrale trova collocazione una ghiera metallica che, collegata ad un motore ad azionamento remoto, regola l'inclinazione del piano dei pannelli. I pilastri di sostegno saranno infissi nel terreno ad una profondità variabile tra gli 1,00 m e i 2,70 m in funzione delle caratteristiche meccaniche e litostratigrafiche dei terreni di fondazione che scaturiranno dalle prove in situ.

A titolo esemplificativo seguono le caratteristiche dei pilastri laterali nella figura seguente.

Sezione IPE 240	
h [mm]	240
b [mm]	120
tw [mm]	6,2
tr [mm]	9,8
r [mm]	15
A [mm ²]	39,1
hi [mm]	220,4
d [mm]	190,4



1. CARICHI AGENTI

I carichi agenti, valutati come scarico in fondazione delle strutture in sopraelevazione a sostegno dei pannelli fotovoltaici, sono stati desunti dal documento di progetto. Sono state considerate le combinazioni più gravose, ovvero quelle che consentissero di valutare il massimo sforzo normale di trazione e compressione e il massimo momento in fondazione.

2. FONDAZIONI DI PROGETTO: VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI TIPO GEOTECNICO

2.1. GENERALITA'

Nel presente paragrafo vengono riportate le teorie di calcolo e i risultati delle verifiche geotecniche della fondazione tipo. Si riporta pertanto quanto prescritto in merito dalla nuova NTC 2018.

Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine. Gli stati limite ultimi delle fondazioni su pali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Le verifiche delle fondazioni indirette devono essere effettuate con riferimento almeno ai seguenti stati limite, accertando che la condizione $[6.2.1 - E_D < R_D]$ sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

- SLU di tipo geotecnico (GEO)
 - collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
 - collasso per carico limite della palifica nei riguardi dei carichi trasversali;
 - collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione;
 - stabilità globale.

Nel caso specifico la NTC 17/01/2018 prescrive che:

- la verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1 tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e parametri geotecnici, e nella tabella 6.8.I per le resistenze globali.
- Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 6.2.I, 6.2.II, 6.4.II e 6.4.VI.

2.2. CARATTERISTICHE DEI MICROPALI E CARICHI DI PROGETTO

Lo studio geologico dell'area in oggetto ha condotto alla progettazione di strutture di fondazione da realizzarsi con micropali in acciaio, infissi con lunghezza variabile dai 1,5 m ai 3,0 m. Ogni struttura, contenente 28 pannelli, è caratterizzata da 3 micropali di fondazione a sostegno della struttura in elevazione.

I pali infissi in acciaio derivanti dalla progettazione, sono da realizzarsi con profilati metallici HEA 260 e IPE 240 con lunghezza di infissione variabile a seconda dei diversi modelli geotecnici con i quali le diverse aree di impianto sono state caratterizzate.

2.3. VERIFICA DEL CARICO LIMITE VERTICALE DI COMPRESSIONE

La capacità portante di un palo viene valutata, viste le caratteristiche dell'opera, come somma di due contributi: portata di base (o di punta) e portata per attrito laterale lungo il fusto. Cioè si assume valida l'espressione:

$$Q_T = Q_P + Q_L - W_P$$

dove:

Q_T =portanza totale del palo;

Q_P =portanza di base del palo;

Q_L =portanza per attrito laterale del palo;

W_P = peso proprio del palo,

Le due componenti Q_P e Q_L sono calcolate in modo indipendente fra loro.

La portanza limite per ciascun micropalo è calcolata in base alle caratteristiche geotecniche dei vari strati attraversati. Secondo quanto previsto al punto 6.4.3.1.1 del D:M. 17/01/2018, a partire dal valore così calcolato della portanza Q_t si ricava il valore caratteristico, dividendo Q_t per i coefficienti ξ_3 e ξ_4 , per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.

Il valore di progetto così determinato della capacità portante deve risultare non minore del valore caratteristico ottenuto dal calcolo.

La portanza per attrito laterale viene calcolata tramite la relazione:

$$Q_l = \pi \cdot \int_0^L D \tau_s dl$$

Rappresentando τ_s le tensioni tangenziali che si mobilitano all'interfaccia palo terreno e D il diametro del palo. La portanza di base del palo è calcolata come:

$$Q_p = qb \cdot Ab$$

Dove q_b esprime il valore ultimo della pressione alla base. Tuttavia, è noto che il carico limite verticale di pali di piccolo diametro immersi in terreni omogenei dipende in maggiore misura dalla resistenza allo scorrimento che si mobilita lungo il fusto; la resistenza teorica alla punta è, infatti, penalizzata per il fatto che essa si mobilita solo a seguito di cedimenti elevati, dell'ordine del 10% del diametro del palo. Nel caso di pali di piccolo diametro, inoltre, la resistenza alla punta assume valori trascurabili per il basso rapporto fra la superficie della punta e quella laterale. Pertanto, trascurando la resistenza alla punta, il valore del carico limite verticale del palo di piccolo diametro è pari a quello della resistenza laterale.

In aggiunta, considerando quanto previsto al punto 6.4.3.1.1 del D.M. 17/01/2018, a partire dal valore così calcolato di Q_{lim} si ricava il valore caratteristico, dividendo tale valore per i coefficienti ζ funzione del numero di verticali indagate, e per il coefficiente γ_R riportati nella tabella 6.4.II seguente:

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

* da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

2.4. VERIFICA DEL CARICO LIMITE VERTICALE DI TRAZIONE

Si tratta di valori molto bassi in parte compensati dal peso proprio del palo. In ogni caso anche trascurando tale effetto, tenuto conto che la resistenza allo sfilamento del palo è, secondo Poulos, prossima al 50% della resistenza laterale si ha un risultato positivo della verifica.

Il carico limite verticale è stato calcolato con le formule statiche, che esprimono il medesimo in funzione della geometria del palo, delle caratteristiche del terreno e dell'interfaccia palo- terreno.

Ai fini del calcolo, il carico limite Q_{lim} viene convenzionalmente suddiviso in due aliquote, la resistenza alla punta Q_p e la resistenza laterale Q_l .

2.5. RESISTENZA LATERALE AL FUSTO DEL PALO

Il metodo utilizzato per il calcolo della capacità portante laterale è il metodo α , proposto da Tomlinson (1971); la resistenza laterale viene calcolata nel seguente modo.

$$Q_l = (\alpha c + \sigma K \tan \delta) A_l f_w$$

- A_l superficie laterale del palo;
- f_w , fattore di correzione legato alla tronco-conicità del palo, ossia la diminuzione

percentuale del diametro del palo con:

- c , valore medio della coesione (o della resistenza a taglio in condizioni non drenate);
- σ pressione efficace verticale del terreno;
- K coefficiente di spinta orizzontale, dipendente dalla tecnologia di esecuzione del palo e dal precedente stato di addensamento, viene calcolato come segue:

Per pali infissi:

$$K = 1 - \tan^2\phi$$

δ = attrito palo-terreno funzione della scabrezza della superficie del palo;

Per pali infissi:

$$\delta = 3/4 \tan\phi$$

α = coefficiente d'adesione ricavato come di seguito riportato:

Valori indicativi del parametro α (pali infissi)

Coefficiente α per palo infisso	
$2.5 \leq c < 5 \text{ t/m}^2$	$\alpha = 1.00$
$5 \leq c < 10$	$\alpha = 0.70$
$10 \leq c < 15$	$\alpha = 0.50$
$15 \leq c < 20$	$\alpha = 0.40$
$c \geq 20$	$\alpha = 0.30$

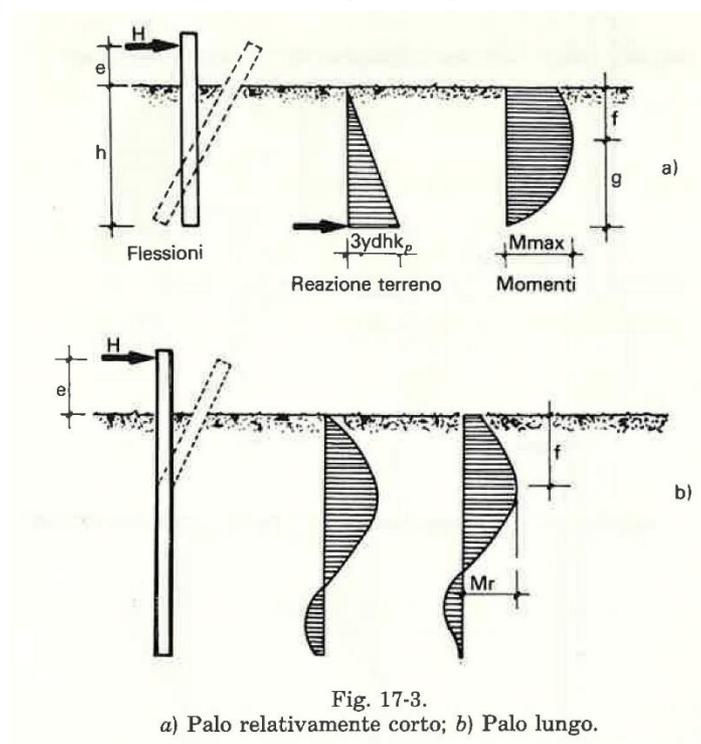
2.6. CAPACITA' PORTANTE PER CARICHI ORIZZONTALI

L'analisi del palo soggetto a forze orizzontali non risulta sicuramente più agevole del caso di palo soggetto a forze assiali. Trattasi di un problema d'interazione parzialmente risolto solo per casi più semplici ed adottando notevoli semplificazioni d'analisi.

In particolare sono stati analizzati da Broms il caso di palo in un mezzo omogeneo puramente coesivo ed in un mezzo omogeneo incoerente, nei casi in cui il palo sia libero di ruotare in testa o sia incastrato. Le soluzioni ottenute da Broms si basano sull'utilizzo dei teoremi dell'analisi limite e sull'ipotesi che si verifichino alcuni meccanismi di rottura (meccanismo di palo corto, meccanismo di palo lungo, etc).

La resistenza limite laterale di un palo è determinata dal minimo valore fra il carico orizzontale, necessario per produrre il collasso del terreno lungo il fusto del palo, ed il carico orizzontale

necessario per produrre la plasticizzazione del palo. Il primo meccanismo (plasticizzazione del terreno) si verifica nel caso di pali molto rigidi in terreni poco resistenti (meccanismo di palo corto), mentre il secondo meccanismo si verifica nel caso di pali aventi rigidzze non eccessive rispetto al terreno d'infissione (meccanismo di palo lungo o intermedio).



Per la verifica dei micropali nei riguardi del carico limite orizzontale, si è fatto riferimento al noto metodo proposto da Broms, per pali incastrati in testa.

Il calcolo è stato eseguito facendo riferimento alle formulazioni che fanno riferimento alla presenza di terreni puramente coesivi, come nel caso in esame.

La trattazione si differenzia, inoltre, per pali corti, lunghi o di lunghezza intermedia. La classificazione è condotta nel modo seguente:

- nel caso di pali corti, la rottura del complesso “palo-terreno” è provocata dalla traslazione rigida del palo; il valore del carico limite dipende, quindi, solo dalla geometria del palo e dalla resistenza del terreno. Il momento massimo si verifica in testa al palo ed è inferiore al momento di plasticizzazione M_y della sezione retta del palo;
- nel caso di pali lunghi, si raggiunge la rottura del complesso “palo-terreno” a causa della formazione di due cerniere plastiche, in corrispondenza delle quali il momento raggiunge il valore di plasticizzazione M_y . La prima cerniera si forma nella sezione di incastro, la seconda in una sezione intermedia. Il valore del carico limite dipende, oltre che dalla geometria e dalla resistenza del terreno, anche dalla resistenza propria del palo.
- nel caso di pali di lunghezza intermedia, si raggiungono le condizioni di rottura del complesso “palo-terreno” prima della formazione della seconda cerniera plastica. Il

momento di incastro è, quindi, pari ad M_y mentre il momento massimo lungo il palo è inferiore ad M_y .

Per i terreni coesivi Broms propone di adottare una reazione del terreno costante con la profondità pari a:

$$p = 9 \cdot c_u \cdot B$$

con reazione nulla fino alla profondità di 1.5 d; avendo indicato con:

- c_u = Coesione non drenata,
- B = Diametro del palo
- p = Reazione del terreno per unità di lunghezza del palo.

Per i terreni incoerenti si assume che la resistenza vari linearmente con la profondità secondo la legge:

avendo indicato con:

$$p = 3K_p \gamma z \cdot B$$

- p = Reazione del terreno per unità di lunghezza del palo;
- K_p = Coefficiente di spinta passiva;
- γ = Peso unità di volume del terreno;
- z = Profondità;
- B = Diametro del palo.

Calcolo Azione del vento

AZIONE DEL VENTO PAR. 3.3 NTC18

DEFINIZIONE DEI DATI

zona:

6) Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)



Classe di rugosità del terreno:

D) Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi, ..)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affinchè una costruzione possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole.

Nelle fasce entro i 40km dalla costa delle zone 1,2,3,4,5 e 6 la categoria di esposizione è indipendente dall'altitudine del sito.

a_s (altitudine sul livello del mare della costruzione):

130 [m]

Distanza dalla costa

15 [km]

T_R (Tempo di ritorno):

50 [anni]

Categoria di esposizione

II

ZONE 1,2,3,4,5						
	costa		500m		750m	
	mare					
	2 km	10 km	30 km			
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

ZONA 6					
	costa		500m		
	mare				
	2 km	10 km	30 km		
A	--	III	IV	V	V
B	--	II	III	IV	IV
C	--	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

ZONE 7,8			
	costa		
	mare		
	1.5 km	0.5 km	
A	--	--	IV
B	--	--	IV
C	--	--	III
D	I	II	*

* Categoria II in zona 8
Categoria III in zona 7

ZONA 9		
	costa	
	mare	
A	--	I
B	--	I
C	--	I
D	I	I

Altezza del colmo della copertura, rispetto al suolo e inclinazione della falda sopravvento

E' consigliabile calcolare la pressione del vento per ogni facciata del fabbricato modificando i parametri per ogni caso. Nel caso di studio su prospetto di timpano, la valutazione della pressione del vento si conduce come se la copertura fosse piana e la parete alta fino alla linea di colmo. Nel caso di coperture a padiglione, la valutazione delle pressioni si esegue su ogni facciata del fabbricato utilizzando di volta in volta l'angolo della falda investito dal vento. Nel caso di coperture curve, si deve inserire l'angolo della retta tangente al bordo della copertura, in sostanza l'angolo di attacco della copertura. (per cupole a tutto sesto l'angolo è di 90°, per cupole a sesto ribassato è minore di 90°). Nel caso di studio su prospetto piano l'analisi si conduce come su prospetto di timpano. Si osserva che oltre alle pressioni andrebbe considerata anche la forza tangenziale esercitata dal vento sul fabbricato. Generalmente essa si trascura, è necessaria modellarla solo per grandi coperture piane ad esempio: coperture di grandi capannoni industriali. Il foglio di calcolo è utilizzabile per fabbricati a base rettangolare.

La copertura è curva:

no

H di colmo

6,50 m

Direzione del vento →



*Vale sia per le falde che per le cupole (a base rettangolare)

CALCOLO VELOCITA' DI RIFERIMENTO DEL VENTO §3.3.2.

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s	C_a
6	28	500	0,36	1,000

$$v_b = v_{b,0} * c_a$$

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

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

v_b (velocità base di riferimento) 28,00 m/s

$$v_r = v_b * c_r$$

c_r coefficiente di ritorno 1,00

v_r (velocità di riferimento) 28,02 m/s

PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO §3.3.6.

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

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

Pressione cinetica di riferimento q_r 490,72 [N/m²]

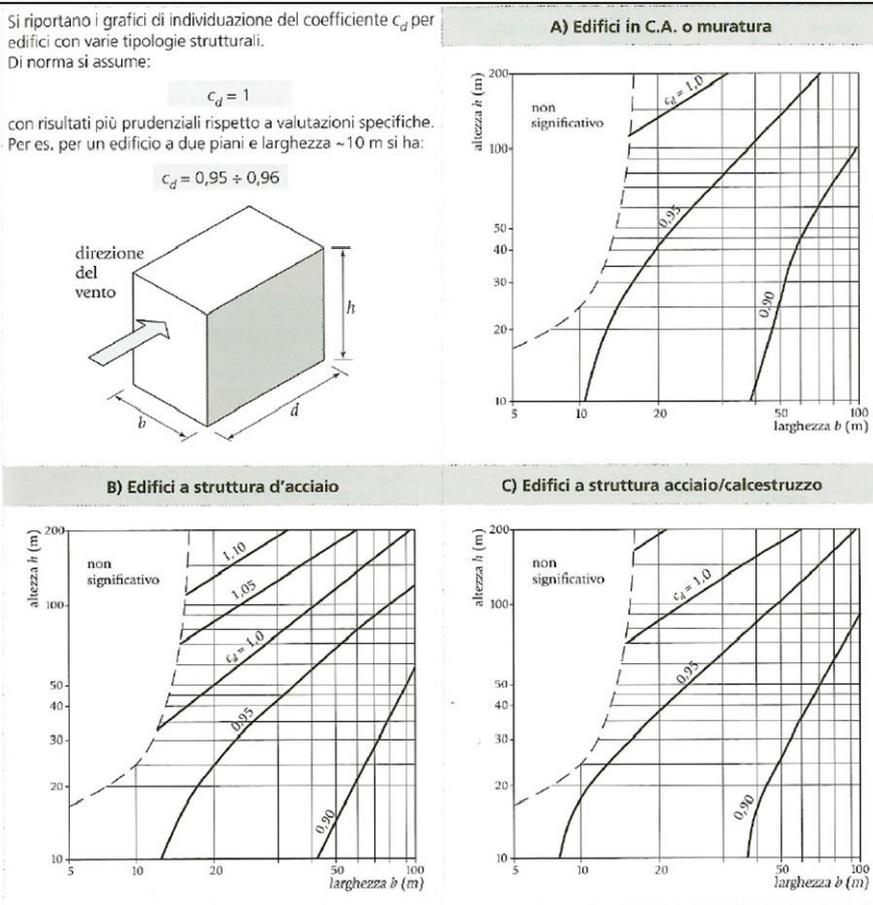
CALCOLO DEI COEFFICIENTI

Coefficiente dinamico [§3.3.8]

C_d

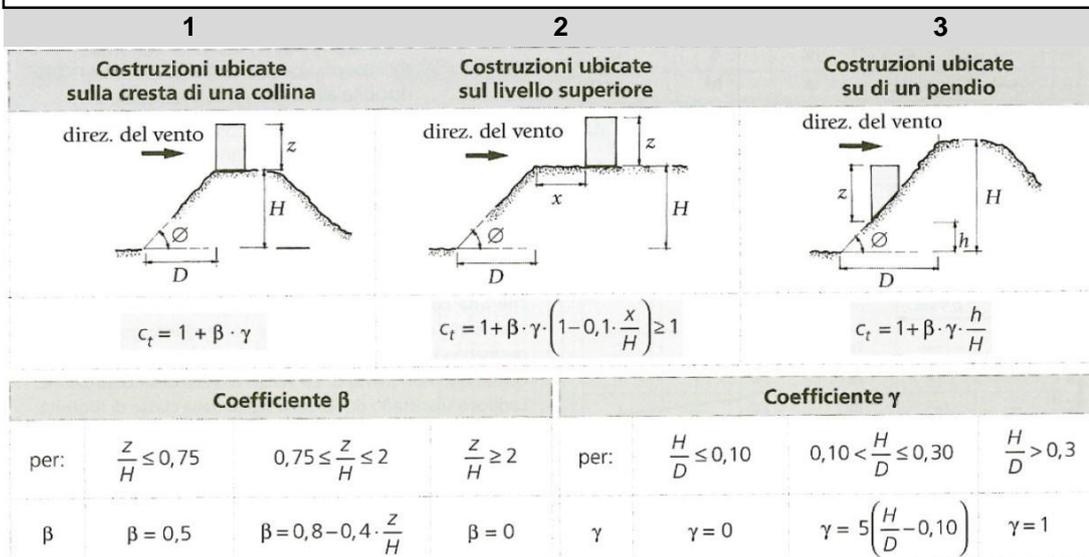
1,00

Esso può essere assunto cautelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.



Coefficiente Topografico (Orografico)

Il coefficiente topografico si assume di norma uguale ad 1, sia per zone pianeggianti, ondulate, collinose e montane. Nel caso di costruzioni che sorgono presso la sommità di colline o pendii isolati si procede nel modo seguente:



Caso selezionato:

Condizione non isolata

Il coefficiente topografico vale:

c_t

1,00

Coefficiente di esposizione [§3.3.7]

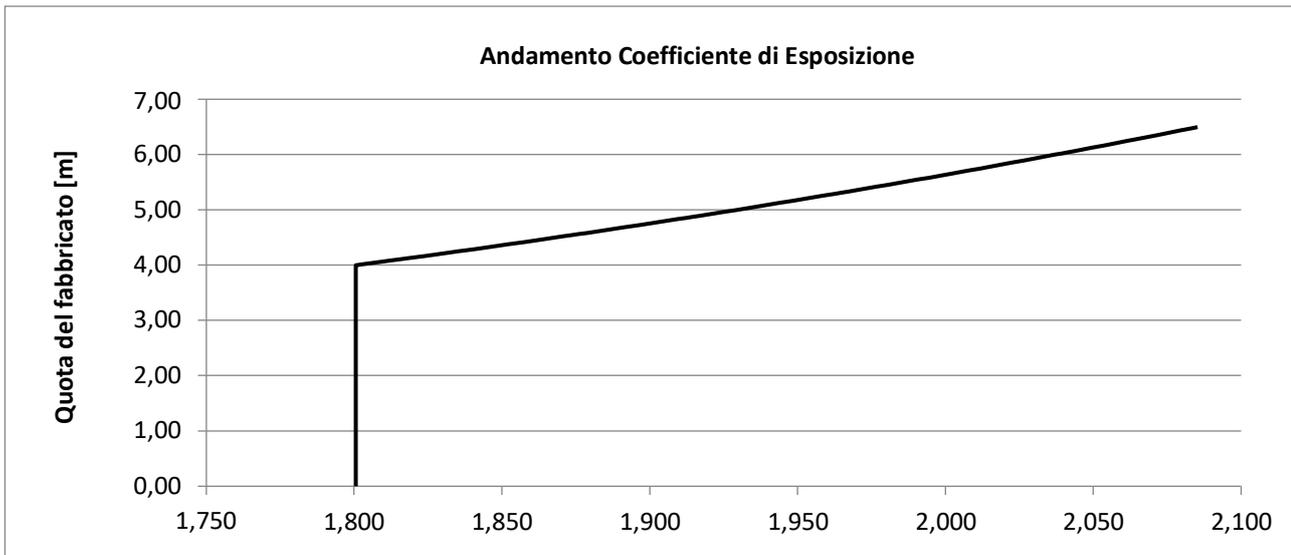
Il coefficiente di esposizione dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito (e quindi dalla classe di rugosità del terreno) ove sorge la costruzione; per altezze non maggiori di $z=200\text{m}$ valgono le seguenti espressioni

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

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

k_r	z_0 [m]	z_{\min} [m]
0,19	0,05	4,00

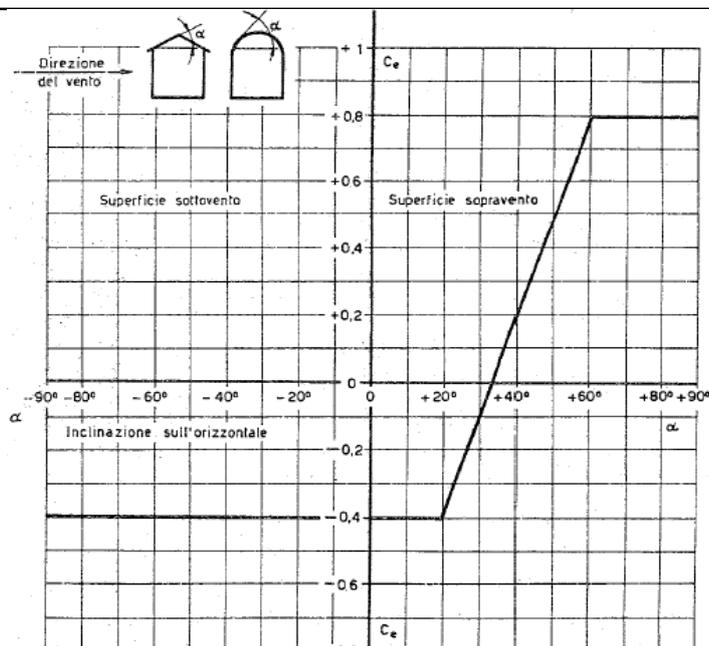
Coefficiente di esposizione minimo	$C_{e,\min}$	1,80	$z < 4,00$
Coefficiente di esposizione alla gronda	$C_{e,\text{gronda}}$	1,80	$z = 4,00$
Coefficiente di esposizione al colmo	$C_{e,\text{colmo}}$	2,09	$z = 6,50$



Coefficiente di forma

Edifici a pianta rettangolare con coperture piane, a falde, inclinate, curve

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



Tettoia ad uno spiovente

Configurazione più svantaggiosa

Configurazione A

(1) parete sopravvento	C_p
	0,00
(2) copertura sopravvento	C_p
	1,80
(3) copertura sottovento	C_p
	0,00
(4) parete sottovento	C_p
	0,00

Direzione del vento →

(2) $c_{pe} = 1,80$



Configurazione A

(1) parete sopravvento	C_p
	0,00
(2) copertura sopravvento	C_p
	-1,80
(3) copertura sottovento	C_p
	0,00
(4) parete sottovento	C_p
	0,00

Direzione del vento →

(2) $c_{pe} = -1,80$



Configurazione B

PRESSIONI DEL VENTO

Combinazione più sfavorevole per pareti e copertura:

Valori massimi della pressione per ogni elemento

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

c_d (coefficiente dinamico)
(coefficiente di forma)

c_t (coefficiente topografico)

c_e (coefficiente di esposizione) c_p

	p [kN/m ²]	c_d	c_t	c_e	c_p	P [kN/m ²]
(1) par. sopravent.	0,491	1,00	1,00	1,801	0,00	0,00
(2) cop. sopravent.	0,491	1,00	1,00	2,085	1,80	1,84
(3) cop. Sottovent.	0,491	1,00	1,00	2,085	0,00	0,00
(4) par. sottovent.	0,491	1,00	1,00	1,801	0,00	0,00

(2) copertura sopravvento

$$\pm 1,84 \text{ kN/mq}$$

Direzione del vento →



Valori medi della pressione per ogni elemento (da utilizzare per caricare il modello FEM)

(2) copertura sopravento

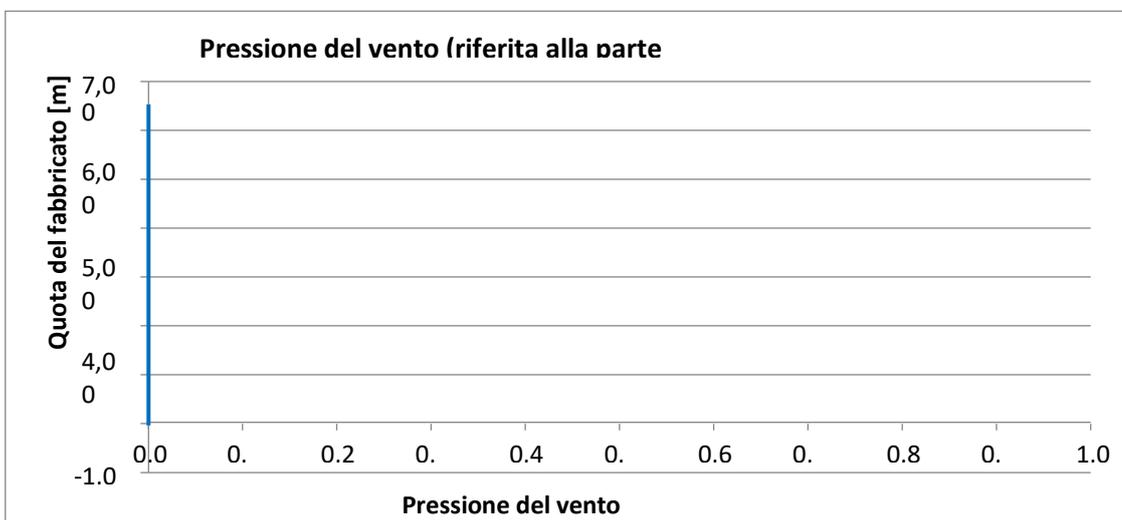
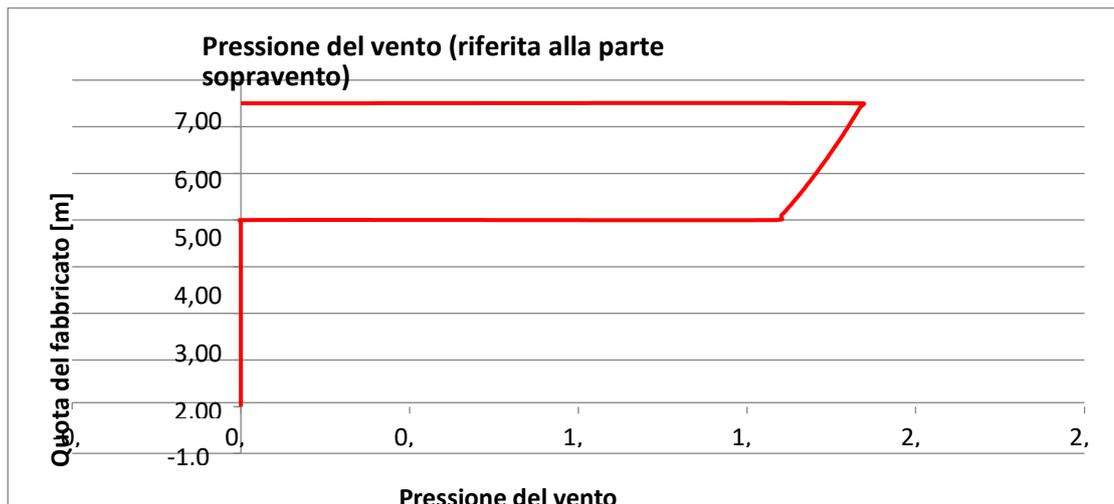
$\pm 1,67 \text{ kN/mq}$

Direzione del vento →
→



Il simbolo \pm indica che bisogna considerare due combinazioni nel modello FEM

Andamento delle pressioni più svataggiose



PRESSIONI DEL VENTO IN DIREZIONE TANGENZIALE [§3.3.5] Tipo di superficie:

Superficie liscia (acciaio, calcestruzzo a faccia liscia...)

Pressione tangenziale del vento q_{tan} 10,23 [N/m²]

*Si applica solitamente alle superfici piane di grande estensione