

**PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DI UN IMPIANTO AGRIVOLTAICO
DENOMINATO "COLORSUN" INTEGRATO CON UN SISTEMA DI
ACCUMULO E DELLE RELATIVE OPERE DI CONNESSIONE DA
UBICARSI IN AGRO DI COLORNO E TORRILE (PR)**

Impianto AGV ibrido: Potenza nominale: 19,79 MWp - Potenza sistema di accumulo: 10,00 MW
Potenza in prelievo: 10,00 MW - Potenza in immissione: 26,80 MW



ELABORATO

CALCOLI PRELIMINARI DELLE STRUTTURE

CODIFICA

PD01_38

SCALA

-

GRUPPO DI PROGETTAZIONE

NRG



NRG PLUS ITALIA S.r.l.

Via Vittorio Veneto, 54B - 00187 Roma (RM)
info@nrgplus.global

RESPONSABILE TECNICO

Ing. Maurizio De Donno

Ordine Ingegneri della Provincia di Torino
n. 10258H
mdedonno@nrgplus.global

COMMITTENTE



COLORSUN S.r.l.

P.IVA 14034190968

INDIRIZZO

**VIA SANT'ORSOLA, 3
MILANO (MI) - 20123**

color.sun@legalmail.it

REV.	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
1	Febbraio 2026	PRESENTAZIONE ISTANZA	Ing. A. Milella	Ing. A. Milella	Ing. M. De Donno

NOTA: è vietata qualsiasi copia, riproduzione o divulgazione, totale o parziale, senza autorizzazione scritta. Tutti i diritti sono riservati.

INDICE

1. PREMESSA	5
2. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE, FUNZIONALI E COSTRUTTIVE	5
3. IPOTESI DI CALCOLO E NORMATIVE DI RIFERIMENTO	7
4. PARAMETRI DI INPUT DELL'ANALISI	8
PARAMETRI STRUTTURALI	8
PARAMETRI GEOTECNICI.....	8
DEFINIZIONE DEI CARICHI.....	8
CABINE DI RICEZIONE E CONTROLLO	9
CARICO PERMANENTE (DEAD)	9
CARICO TEMPORANEO (LIVE)	10
CARICO SISMICO (S).....	11
CARICO NEVE (SNOW).....	16
CARICO DEL VENTO.....	18
CONTAINER BESS.....	19
CARICO PERMANENTE (DEAD)	19
CARICO TEMPORANEO (LIVE)	19
CARICO SISMICO (S).....	20
CARICO NEVE (SNOW).....	21
CARICO DEL VENTO.....	21
CABINE DI TRASFORMAZIONE	21
CARICO PERMANENTE (DEAD)	21
CARICO TEMPORANEO (LIVE)	21
CARICO SISMICO (S).....	22
CARICO NEVE (SNOW).....	23
CARICO DEL VENTO.....	24
PCS MT/BT	24
CARICO PERMANENTE (DEAD)	24
CARICO TEMPORANEO (LIVE)	24
CARICO SISMICO (S).....	25
CARICO NEVE (SNOW).....	26
CARICO DEL VENTO.....	26
CABINE DI STOCCAGGIO.....	27
CARICO PERMANENTE (DEAD)	27
CARICO TEMPORANEO (LIVE)	27
CARICO SISMICO (S).....	28
CARICO NEVE (SNOW).....	29

CARICO DEL VENTO	29
STRUTTURE FOTOVOLTAICHE	29
RECINZIONE E CANCELLO	30
RECINZIONE	30
BASAMENTO CANCELLO DI INGRESSO	30
CARICO PERMANENTE (DEAD)	31
CARICO TEMPORANEO(LIVE)	31
CARICO SISMICO (S)	31
CARICO NEVE (SNOW)	31
CARICO VENTO (W)	31
ALTRE STRUTTURE IN CALCESTRUZZO	32
BASSAMENTO PALI DI ILLUMINAZIONE/CCTV	32
COEFFICIENTI DI CARICO E COMBINAZIONI DI CARICO	33
5. DISEGNO STRUTTURALE	34
STRUTTURE FOTOVOLTAICHE	34
PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA	34
AZIONE DEL VENTO	36
AZIONE DELLE NEVE	39
COMBINAZIONI DI CARICO	41
VERIFICHE GEOTECNICHE	42
EQUAZIONE GENERALE DELLA CAPACITA' PORTANTE DEI PALI	42
VERIFICA A CARICO LIMITE VERTICALE	43
VERIFICA A SFILAMENTO DEI PALI	44
VERIFICA DELLA RESISTENZA DELLA STRUTTURA DEI PALI	44
TEST IN GALLERIA DEL VENTO	45
MODELLO DI CALCOLO AEROELASTICO (SECONDO ORDINE)	46
ANALISI DINAMICA (FATTORE DI AMPLIFICAZIONE DINAMICA)	47
CABINE DI TRASFORMAZIONE	47
VERIFICA DELLO SPOSTAMENTO VERTICALE	48
VERIFICA DELLA PRESSIONE AL SUOLO	48
VERIFICA DI STRESS AL TAGLIO	49
VERIFICA DELLA FLESSIONE	50
CABINA DI RICEZIONE E CONTROLLO	52
VERIFICA DELLO SPOSTAMENTO VERTICALE	52
VERIFICA DELLA PRESSIONE AL SUOLO	52
VERIFICA DI STRESS AL TAGLIO	53
VERIFICA DELLA FLESSIONE	53
CONTAINER BESS	55

VERIFICA DELLO SPOSTAMENTO VERTICALE	55
VERIFICA DELLA PRESSIONE AL SUOLO	56
VERIFICA DI STRESS AL TAGLIO	57
VERIFICA DELLA FLESSIONE	57
CABINE DI STOCCAGGIO	60
VERIFICA DELLO SPOSTAMENTO VERTICALE	60
VERIFICA DELLA PRESSIONE AL SUOLO	60
VERIFICA DI STRESS AL TAGLIO	61
VERIFICA DELLA FLESSIONE	62
PCS MT/BT	63
VERIFICA DELLO SPOSTAMENTO VERTICALE	64
VERIFICA DELLA PRESSIONE AL SUOLO	64
VERIFICA DI STRESS AL TAGLIO	65
VERIFICA DELLA FLESSIONE	65
BASAMENTI DEI CANCELLI DI INGRESSO	67
VERIFICA DELLO SPOSTAMENTO VERTICALE	68
VERIFICA DELLA PRESSIONE AL SUOLO	68
VERIFICA DI STRESS AL TAGLIO	68
VERIFICA DELLA FLESSIONE	69
VERIFICHE A RIBALTAMENTO CANCELLI DI INGRESSO	71
VERIFICHE GEOTECNICHE DEI PALI DELLA RECINZIONE	72
EQUAZIONE GENERALE DELLA CAPACITA' PORTANTE DEI PALI	72
VERIFICA DELLA RESISTENZA DELLA STRUTTURA DEI PALI	73
FONDAZIONE PALI DI ILLUMINAZIONE/CCTV	74
VERIFICA DELLO SPOSTAMENTO VERTICALE	75
VERIFICA DELLA PRESSIONE AL SUOLO	75
VERIFICA DI STRESS AL TAGLIO	76
VERIFICA DELLA FLESSIONE	76
6. CONCLUSIONI	79

1. PREMESSA

Il presente elaborato illustra il risultato dei calcoli preliminari e le verifiche delle rispettive opere di fondazione che dovranno realizzarsi nell'ambito della costruzione dell'impianto agrovoltico, sito nel Comune di Colorno, provincia di Parma, regione Emilia-Romagna. I calcoli preliminari e le verifiche alle strutture in calcestruzzo saranno effettuati di conformità alla normativa vigente.

Nello specifico le strutture analizzate sono costituite dalle fondazioni dei cabinati (cabina di trasformazione, cabina di ricezione, container Bess, Power Station, cabina di stoccaggio), delle strutture di sostegno, dei moduli fotovoltaici, dei cancelli di ingresso e dei pali di illuminazione/cctv.

Inquadramento geografico del progetto:



Fig. 1 - Inquadramento area di intervento

2. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE, FUNZIONALI E COSTRUTTIVE

Le fondazioni dei cabinati saranno realizzate in cemento armato, ubicate ad una profondità minima di m 0,40 del rialzo che si progetta per ogni struttura. Per determinare le

caratteristiche del litotipo presente nell'area in esame, la resistenza meccanica e le caratteristiche geotecniche del terreno d'impasto delle fondazioni, sono state eseguite 5 prove penetrometriche di cui 4 in modalità statica (CPT) fino ad una profondità di 10 metri e 1 in modalità statica con piezocono (CPTU) fino ad una profondità di 15 metri. Per maggiori dettagli si rimanda alla Relazione Geologica (Codice elaborato: CLN.VA.R.04.00) Le dimensioni geometriche previste per le fondazioni dei cabinati saranno approssimativamente 33,60 x 7,10 x 0,40 m per la cabina di ricezione, 6,50 x 2,88 x 0,40 m per il container BESS, 19,80 x 3,10 x 0,40 m per la cabina di trasformazione, 12,80 x 3,10 x 0,40 m per la cabina di stoccaggio, 12,25 x 3,25 x 0,40 m per la PCS, 5,45 x 0,30 x 0,50 per i basamenti dei cancelli di ingresso e 0,60 x 0,60 x 0,60 m per le fondazioni dei pali di illuminazione.

Le fondazioni sono state modellate ed opportunamente dimensionate al fine di soddisfare il corretto trasferimento delle azioni permanenti e dei pesi propri.

Al fini del dimensionamento sia dello spessore della platea, sia delle sezioni delle armature, si è considerata la situazione più gravosa di carico.

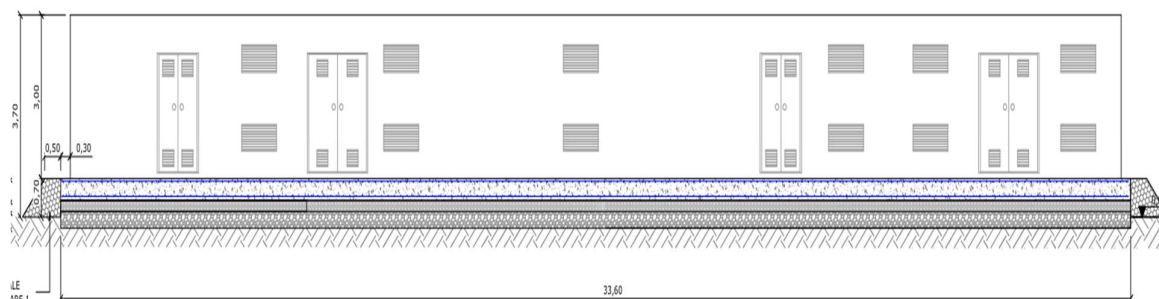


Fig. 2 - Rappresentazione cabina di ricezione e fondazione.

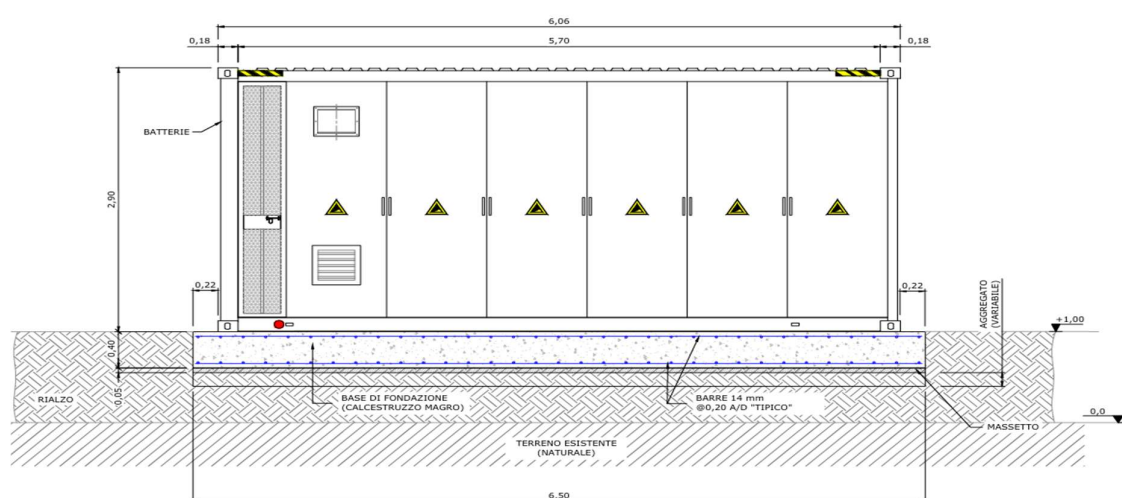


Fig. 3 - Rappresentazione fondazione e container Bess.

Proponente:
COLORSUN S.r.l.

Progetto:
Impianto agrivoltaico "ColorSun"

Elaborato: Calcoli preliminari delle strutture

Codifica: PD01_38

Rev. 1

Febbraio 2026

Pag. 7 di 79

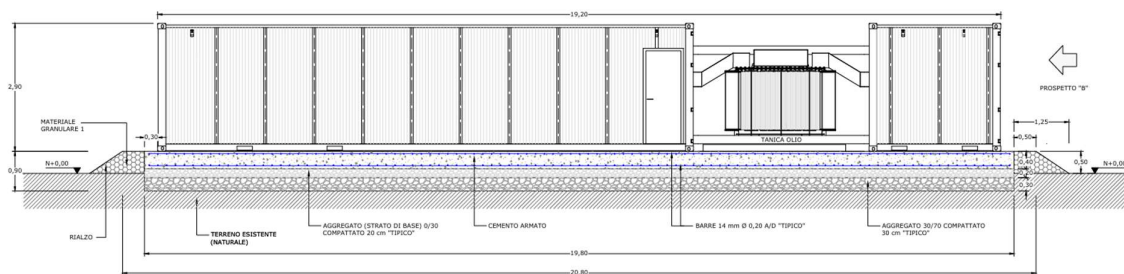


Fig. 4 - Rappresentazione fondazione e cabina di trasformazione.

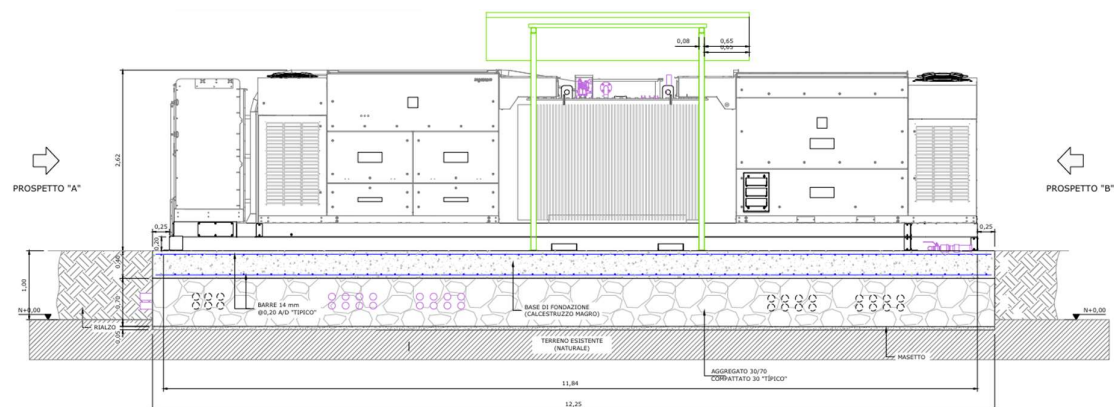


Fig. 5 - Rappresentazione Fondazione PCS MT/BT.

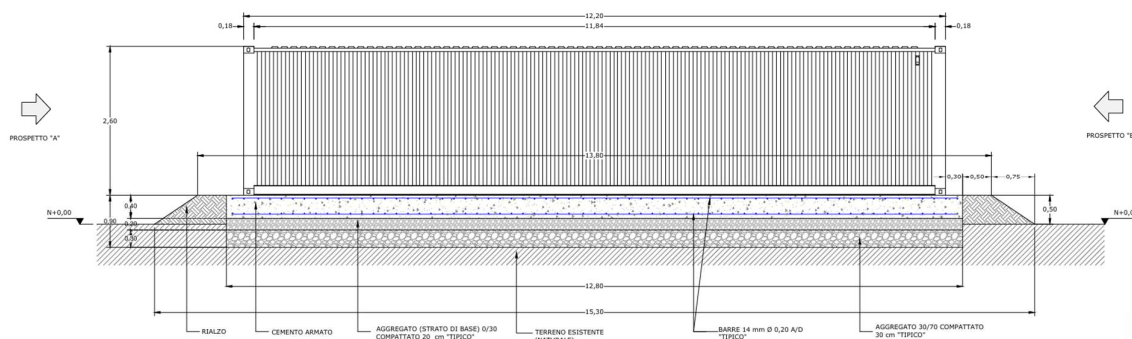


Fig. 6 - Rappresentazione Fondazione e Cabina di Stoccaggio.

3. IPOTESI DI CALCOLO E NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Per l'analisi e la progettazione è stato utilizzato software specialistico per il calcolo delle fondazioni (SAFE).

Per la verifica dei carichi e delle strutture si è fatto riferimento alle seguenti normative:

- 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 e 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"
- Decreto Ministeriale 17/01/2018 (G.U. 20/02/2018 n.42 – Suppl. Ord. N.8) - "Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni"
- Circolare Ministero delle infrastrutture e dei trasporti 21 gennaio 2019, n. 7 - "Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018" (Gazzetta Ufficiale 11/2/2019, n. 35 - Suppl. ord. n. 5)"

4. PARAMETRI DI INPUT DELL'ANALISI

PARAMETRI STRUTTURALI

I parametri utilizzati nei calcoli strutturali sono riportati nella Tabella 1.

Tabella 1. Parametri strutturali.

Peso volumetrico calcestruzzo armato	$g = 18,9 \text{ kN/m}^3$
Resistenza alla compressione C25/30 (a 28 giorni)	$f'_{ck} = 250,0 \text{ Kg/cm}^2$
	$R'_{ck} = 300,0 \text{ Kg/cm}^2$
Limite di snervamento minimo	$F_y = 4500,0 \text{ Kg/cm}^2$

PARAMETRI GEOTECNICI

I parametri geotecnici utilizzati nei calcoli strutturali sono riportati nella Tabella 2.

Questi parametri di riferimento dovranno nuovamente essere riverificati in fase esecutiva al fine di consentire una ottimizzazione degli elementi strutturali.

Tabella 2. Parametri geotecnici.

Densità	$g_{\text{suolo}} = 18,9 \text{ kN/m}^3$
Coefficiente di ballast	$K_s = 1785,7 \text{ kN/m}^3$
Angolo di attrito	$(\phi) = 15,0^\circ$
Cu	$(C_u) = 55,0 \text{ kPa}$
Coesione	$(C') = 25,0 \text{ kPa}$
Capacità ammissibile	$q_{\text{adm}} = 109,2 \text{ kN/m}^2$

DEFINIZIONE DEI CARICHI

Carico permanente (Dead): carico risultante dalla massa propria delle strutture e delle apparecchiature installate permanentemente in dette strutture. Il peso dell'unità di volume degli elementi in cemento armato è stimato in 25 kN/m^3 .

Carico temporaneo (Live): carico temporaneo e intermittente associato all'uso della struttura.

Carico neve (Snow): pressione della neve sulla struttura.

Carico vento (W): pressione del vento sulla struttura.

Carico sismico (S): carico sismico pseudo statico indotto dalla massa dell'apparecchiatura installata. Rappresenta il prodotto della forza sismica orizzontale (taglio alla base) della massa dell'apparecchiatura.

- STIMA DEI CARICHI

CABINE DI RICEZIONE E CONTROLLO

CARICO PERMANENTE (DEAD)

Secondo la sezione 3.1.3 del Decreto del Ministero delle Infrastrutture 17 gennaio 2018:

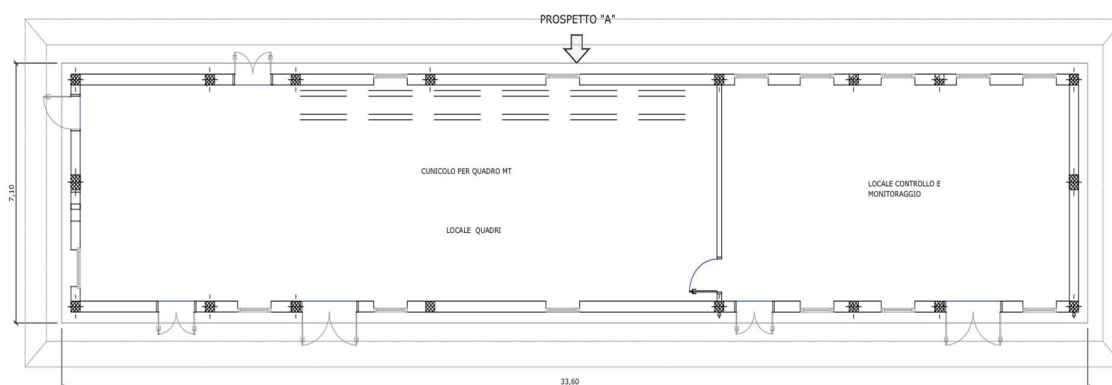


Fig. 7 - Cabina di Ricezione e controllo.

Tabella 3 - Pesì dell'unità di volume dei principali material.

MATERIALI	PESO UNITÀ DI VOLUME [kN/m³]
Calcestruzzi cementizi e malte	
Calcestruzzo ordinario	24,0
Calcestruzzo armato (e/o precompresso)	25,0
Calcestruzzi "leggeri": da determinarsi caso per caso	14,0 ÷ 20,0
Calcestruzzi "pesanti": da determinarsi caso per caso	28,0 ÷ 50,0
Malta di calce	18,0
Malta di cemento	21,0
Calce in polvere	10,0
Cemento in polvere	14,0
Sabbia	17,0
Metalli e leghe	
Acciaio	78,5
Ghisa	72,5
Alluminio	27,0

MATERIALI	PESO UNITÀ DI VOLUME [kN/m³]
Materiale lapideo	
Tufo vulcanico	17,0
Calcare compatto	26,0
Calcare tenero	22,0
Gesso	13,0
Granito	27,0
Laterizio (pieno)	18,0
Legnami	
Conifere e pioppo	4,0 ÷ 6,0
Latifoglie (escluso pioppo)	6,0 ÷ 8,0
Sostanze varie	
Acqua dolce (chiara)	9,8
Acqua di mare (chiara)	10,1
Carta	10,0
Vetro	25,0

- Pareti perimetrali dell'edificio

$$33,0 \text{ m} \times 0,15 \text{ m} \times 4,0 \text{ m} \times 2,0 = 39,6 \text{ m}^3$$

$$39,6 \text{ m}^3 \times 14,0 \text{ kN/m}^3 = 554,4 \text{ kN}$$

$$6,5 \text{ m} \times 0,15 \text{ m} \times 4,0 \text{ m} \times 2,0 = 7,8 \text{ m}^3$$

$$7,8 \text{ m}^3 \times 14,0 \text{ kN/m}^3 = 109,2 \text{ kN}$$

- Tetto e suolo dell'edificio

$$33,0 \text{ m} \times 6,5 \text{ m} \times 0,2 \text{ m} \times 2,0 = 85,8 \text{ m}^3$$

$$85,8 \text{ m}^3 \times 25,0 \text{ kN/m}^3 = 2145,0 \text{ kN}$$

Totale = 286,5 TON

CARICO TERMPORANEO (LIVE)

Secondo la sezione 3.1.4 del Decreto del Ministero delle Infrastrutture 17 gennaio 2018. Considerando che si avrà la sola presenza di personale di manutenzione all'interno del locale, questa è considerata come un ufficio non aperto al pubblico Cat. B1.

Tabella 4 - Valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d'uso delle costruzioni.

Cat.	Ambienti	qk [kN/m ²]	Qk [kN]	Hk [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale			
	Aree per attività domestiche e residenziali; sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree soggette ad affollamento), camere di degenza di ospedali	2,0	2,0	1,0
	Scale comuni, balconi, ballatoi	4,0	4,0	2,0
B	Uffici			
	Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico	2,0	2,0	1,0
	Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	3,0	2,0	1,0
	Scale comuni, balconi e ballatoi	4,0	4,0	2,0
C	Ambienti suscettibili di affollamento			
	Cat. C1 Aree con tavoli, quali scuole, caffè, ristoranti, sale per banchetti, lettura e ricevimento	3,0	3,0	1,0
	Cat. C2 Aree con posti a sedere fissi, quali chiese, teatri, cinema, sale per conferenze e attesa, aule universitarie e aule magne	4,0	4,0	2,0
	Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli al movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, aree d'accesso a uffici, ad alberghi e ospedali, ad atri di stazioni ferroviarie	5,0	5,0	3,0
	Cat. C4. Aree con possibile svolgimento di attività fisiche, quali sale da ballo, palestre, palcoscenici.	5,0	5,0	3,0
	Cat. C5. Aree suscettibili di grandi affollamenti, quali edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune, gradinate e piattaforme ferroviarie.	5,0	5,0	3,0
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita, con le seguenti limitazioni		
		≥4,0	≥4,0	≥2,0
D	Ambienti ad uso commerciale			
	Cat. D1 Negozi	4,0	4,0	2,0
	Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini	5,0	5,0	2,0
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita		
E	Aree per immagazzinamento e uso commerciale ed uso industriale			
	Cat. E1 Aree per accumulo di merci e relative aree d'accesso, quali biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	≥6,0	7,0	1,0*
	Cat. E2 Ambienti ad uso industriale	da valutarsi caso per caso		
F - G	Rimesse e aree per traffico di veicoli (esclusi i ponti)			
	Cat. F Rimesse, aree per traffico, parcheggio e sosta di veicoli leggeri (peso a pieno carico fino a 30 kN)	2,5	2X10,0	1,0**
	Cat. G Aree per traffico e parcheggio di veicoli medi (peso a pieno carico compreso fra 30 kN e 160 kN), quali rampe d'accesso, zone di carico e scarico merci.	5,0	2X50,0	1,0**
H - I - K	Coperture			
	Cat. H Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione	0,5	1,2	1,0
	Cat. I Coperture praticabili di ambienti di categoria d'uso compresa fra A e D	secondo categorie di appartenenza		
	Cat. K Coperture per usi speciali, quali impianti, eliporti.	da valutarsi caso per caso		

* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati.

** per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso.

$$33,6 \text{ m} \times 7,1 \text{ m} \times 2,0 \text{ kN/m}^2 = 477,1 \text{ kN}$$

CARICO SISMICO (S)

Con l'entrata in vigore del D.M. 14/01/2008 e modifiche del D.M. 17/01/2018, la stima della pericolosità sismica è definita mediante un approccio sito dipendente e non più mediante un criterio zona dipendente. Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite previsti nelle NTC, si definiscono a partire dalla

"pericolosità sismica di base" del sito.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa ag in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A come definita al § 3.2.2), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR come definite nel § 3.2.1, nel periodo di riferimento VR, come definito nel § 2.4. In alternativa è ammesso l'uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica locale dell'area della costruzione.

Ai fini della presente normativa le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento PVR nel periodo di riferimento VR, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

ag accelerazione orizzontale massima al sito;

F0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T*c valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

Per i valori di ag, F0 e T*C, necessari per la determinazione delle azioni sismiche, si fa riferimento agli Allegati A e B al Decreto del Ministro delle Infrastrutture 14 gennaio 2008, pubblicato nel S.O. alla Gazzetta Ufficiale del 4 febbraio 2008, n.29, ed eventuali successivi aggiornamenti.

La delibera classifica il Comune di Colorno in Zona 3 (In questa zona i forti terremoti sono meno probabili rispetto alla zona 1 e 2), con un valore dell'azione sismica espresso in termini di accelerazione massima ag su suolo rigido orizzontale di riferimento e costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche. La pericolosità sismica del sito in esame viene definita a partire dalle sue coordinate geografiche e da quelle relative ai 4 nodi del reticolo di riferimento.

Per definire le azioni sismiche di progetto nel sito in esame, tenendo conto delle condizioni stratigrafiche del volume di terreno interessato dall'opera, nonché delle condizioni topografiche, deve essere valutata la risposta sismica locale eseguendo specifiche indagini che permettano di calcolare le modifiche in ampiezza, durata e contenuto in frequenza rispetto al sito di riferimento rigido e con superficie topografica orizzontale. In assenza di tali analisi le NTC consentono di usare un approccio semplificato che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento. La classificazione si effettua in base ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio $V_{S,eq}$, così definita: La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, $V_{S,eq}$ (in m/s), definita dall'espressione:

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

dove:

- h_i = spessore dell'i-esimo strato

- VS,i = velocità delle onde di taglio nell' i -esimo strato
- N = numero di strati
- H = profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia e terreno molto rigido, caratterizzato da VS non inferiore a 800 m/s.

Il valore della VS,eq è stato determinato in base delle indagini indirette prese in riferimento. Su tutte le indagini è stato riscontrato un valore sperimentale tali da poter attribuire il suolo su cui ricadrà l'opera in progetto alla CATEGORIA "C", così come definita dalla Tabella 3.2.II di cui al D.M. del 17 gennaio 2018.

Tabella 5 - Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi 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	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, 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	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti 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	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, 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	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione (Tab. 3.2.III):

Tabella 6 - Categorie topografiche.

Categoria	Caratteristiche della superficie 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 $i > 30^\circ$

Alla luce del quadro geofisico emerso e dal calcolo della VS,eq il sito di progetto ricade nella categoria del suolo "C". In base alle condizioni geomorfologiche e topografiche del sito di progetto è stata verificata l'appartenenza al tipo T1 "Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ ".

Per sottosuolo di categoria A i coefficienti SS e CC assumono valore unitario. Per le altre categorie di sottosuolo la Normativa fornisce le espressioni per il calcolo dei coefficienti:

Tabella 7 - Espressioni di SS e di CC.

Categoria sottosuolo	SS	Caratteristiche della superficie topografica
A	1,0	1,0
B	$1,0 \leq 1,40 - 0,40 * Fo * ag/ g \leq 1,20$	$1,10 * (Tc^*)^{-0,20}$
C	$1,0 \leq 1,70 - 0,60 * Fo * ag/ g \leq 1,50$	$1,05 * (Tc^*)^{-0,33}$
D	$0,9 \leq 2,40 - 1,50 * Fo * ag/ g \leq 1,80$	$1,25 * (Tc^*)^{-0,60}$
E	$1,0 \leq 2,0 - 1,10 * Fo * ag/ g \leq 1,60$	$1,15 * (Tc^*)^{-0,40}$

Per tenere conto delle condizioni topografiche in assenza di analisi di RSL si utilizzano i valori del coefficiente topografico ST. La variazione spaziale del coefficiente di amplificazione topografica è definita da un decremento lineare con l'altezza del pendio o rilievo, dalla sommità o cresta fino alla base dove ST assume valore unitario.

Tabella 8 - Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica ST.

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	ST
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

Nella tabella di seguito riportata vengono inseriti i dati utili allo studio della pericolosità sismica del sito:

Tabella 9 - Valori dei parametri per lo studio della pericolosità sismica.

Denominazione parametro sismico	Valore di input
Vita nominale (anni)	VN = 50 anni
Tipo di costruzione	2
Classe d'uso	II (CU = 1,0)
Periodo di riferimento	VR = CU VN = 50 anni
Categoria di sottosuolo	C
Coordinate geografiche	Latitudine: 44,909043°
	Longitudine: 10,387940°

Per determinare, in via del tutto teorica e approssimativa, i valori di Fo, T*c e Ag utili alla definizione dello spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali, sempre secondo le Norme tecniche del D.M. 17/01/2018, le azioni sismiche sulle costruzioni vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento Vr, ricavato per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale Vn per il coefficiente d'uso Cu.

Tabella 10 - Parametrici sismici di riferimento.

SL	Vr	p	TR	ag	F0	TC*	FV	Ss	St	CC	TC	TB	TD	dq	vq	Amax
	[anni]	[%]	[anni]	[g]	[-]	[s]	[-]	[-]	[-]	[-]	[s]	[s]	[s]	[mm]	[m/s]	[g]
SLO	50	81	30	0,037	2,563	0,225	0,666	1,50	1,00	1,72	0,387	0,129	1,748	9,208	0,03	0,55
SLD		63	50	0,045	2,551	0,256	0,731	1,50	1,00	1,65	0,422	0,141	1,780	12,447	0,04	0,67
SLV		10	475	0,094	2,649	0,313	1,096	1,50	1,00	1,54	0,482	0,161	1,976	32,937	0,11	1,38
SLC		5	975	0,116	2,684	0,325	1,234	1,50	1,00	1,52	0,494	0,165	2,064	43,511	0,13	1,71

I dati selezionati per gli spettri di risposta sono quelli della condizione SLV:

$$\eta = 1,0$$

$$q = 1,0$$

$$T = 0,1 \quad \text{periodo adottato}$$

$$\xi = 5,0 \text{ [%]} \quad \text{Smorzamento viscoso} \quad ag * g = 0,094 \quad x \quad 9,8 \text{ m/s}^2$$

$$g = 9,8 \text{ m/s}^2$$

$$Ag * g = 0,92 \text{ m/s}^2$$

$$m = 286477,2 \text{ kg}$$

Calcolo di spettro di risposta elastico in accelerazione

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

$$0 \leq 0,1 \leq 0,16$$

$$Se(T) = 0,515$$

$$Se(T) * g = 0,515 \quad x \quad 9,8 \text{ m/s}^2$$

$$Se(T) * g = 5,0 \text{ m/s}^2$$

Calcolo accelerazione della progettazione (q=1,0)

$$S_d(T) = \frac{Se(T)}{q}$$

$$S_d(T) = \frac{5,0 \text{ m/s}^2}{1,0} = 5,0 \text{ m/s}^2$$

Calcolo forze orizzontali (X,Y)

$$F = m * S_d(T) = 286477,2 \text{ kg} \quad x \quad 5,0 \text{ m/s}^2$$

Quindi si ottengono i valori di:

$$F_x = 1445,9 \text{ kN}$$

$$F_y = 1445,9 \text{ kN}$$

Calcolo forza verticale (Z)

$$az = \frac{2}{3} \cdot ah = \frac{2}{3} \times \frac{S_d(T)}{g}$$

$$az = 0,34 \, g = 3,4 \, m/s^2$$

$$F = m \cdot S_d(T) = 286477,2 \, kg \times 3,4 \, m/s^2$$

Quindi si ottengono i valori di

$$F_z = 964,0 \, kN$$

CARICO NEVE (SNOW)

Il carico neve sulla copertura è valutato in osservanza a quanto prescritto dal DM 17/01/2018 al punto 3.4 Azioni della neve con la seguente espressione:

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

dove:

- q_s , è il carico neve sulla copertura
- μ_i , è il coefficiente di forma della copertura
- q_{sk} , è il valore di riferimento del carico neve al suolo
- C_E , è il coefficiente di esposizione
- C_t , è il coefficiente termico

Il carico agisce in direzione verticale ed è riferito alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

In base alla zona neve nelle quali è stata classificata il territorio nazionale, come si vede dalla seguente figura– Zone di carico neve del DM 17/01/2018, si riscontra che la struttura ricade in zona I, Provincia di Parma.

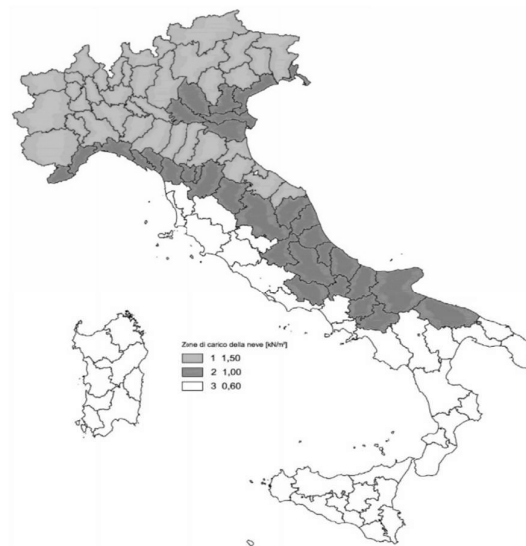


Fig. 3.4.1 – Zone di carico della neve

Fig. 8 - Zone di carico della neve.

Nota la quota sul livello del mare, circa 28 metri, si ottiene il carico neve al suolo dalla seguente relazione:

Zona I

I - Mediterranea: Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Monza Brianza, Novara, **Parma**, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese.

I - Mediterranea

$$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2 \quad \text{as} \leq 200 \text{ m}$$

$$q_{sk} = 1,35 [1 + (as/602) 2] \text{ kN/m}^2 \quad \text{as} > 200 \text{ m}$$

Fig. 9 - Zone di carico della neve

Il coefficiente di esposizione C_e , in funzione della seguente tabella 3.4.I Valori di C_e per diverse classi di topografia del DM 17/01/2018, è pari a 1,0 assumendo a vantaggio della sicurezza che la topografia del terreno dove sorge l'opera possa essere definita "normale".

Tabella 11 - Valori del coefficiente C_e .

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

Il coefficiente termico C_t , in funzione del paragrafo 3.4.5. Coefficiente termico del DM 17/01/2018, è pari a 1. Per quanto riguarda il coefficiente di forma della copertura, trattandosi di una copertura piana inclinata, dal paragrafo 3.4.5.1 Coefficiente di forma per le coperture del DM 17/01/2018, si deduce che il valore del coefficiente di forma μ_i è determinato dalla tabella 3.4.II Valori dei coefficienti di forma del DM 17/01/2018 ed è pari 0,8 (condizione più gravosa) in quanto l'angolo di inclinazione della copertura è variabile.

Tabella 12 - 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_i	0,8	$0,8 \cdot \frac{(60-\alpha)}{30}$	0,0

Quindi si ottiene un valore di carico neve sulla copertura pari a:

$$q_s = 1,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 0,8 * 1,0 * 1,0$$

$$q_s = 1,2 \text{ kN/m}^2$$

CARICO DEL VENTO

Il vento, la cui direzione si considera generalmente orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando, in generale, effetti dinamici.

La velocità base di riferimento v_b 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, riferito ad un periodo di ritorno $T_R = 50$ anni. In mancanza di specifiche e adeguate indagini statistiche, v_b è data dall'espressione:

Dove

$V_{b,0}$ è la velocità base di riferimento al livello del mare;

ca è il coefficiente di altitudine ($ca = 1$ in quanto $as \leq a_0$)

Il carico più importante è quello del vento, la cui pressione è stata calcolata in accordo alla NTC 2018. Per una velocità di 25 m/s, la pressione cinetica viene calcolata e risulta come segue:

Tabella 13 - Valori dei parametri di macrozonazione eolica

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 di Trieste) l'eccezione della provincia	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

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_r * c_e * c_p * c_d \quad [3.3.4]$$

Dove

q_r è la pressione cinetica di riferimento di cui al § 3.3.6;

c_e è il coefficiente di esposizione di cui al § 3.3.7;

c_p è il coefficiente di pressione di cui al § 3.3.8;

c_d è il coefficiente dinamico di cui al § 3.3.9.

C_e è considerato 1.8 in base alla formula 3.3.7 della NTC2018, C_p e C_d sono considerati prudenzialmente pari a 1.

p - pressione del vento	703,1 N/m²
	0,70 kN/m²

CONTAINER BESS

CARICO PERMANENTE (DEAD)

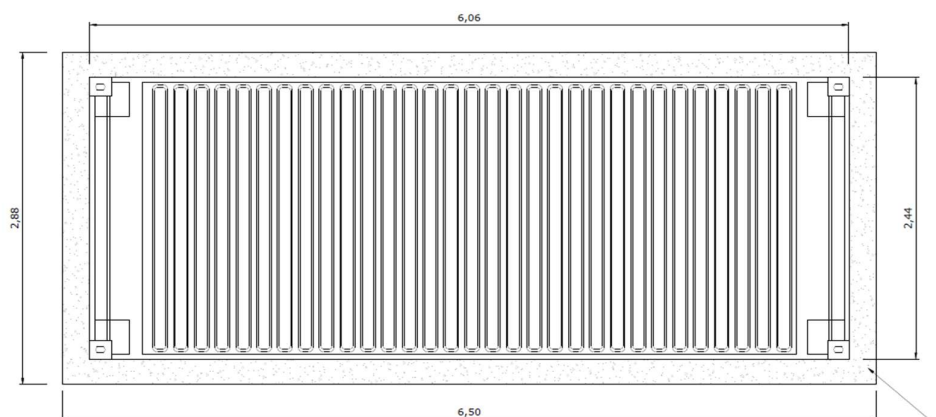


Fig. 10 - Container Bess

Il carico permanente del container è stato considerato in accordo al peso totale indicato nei datasheet che include la totalità delle apparecchiature ivi installate. Si stima abbia un peso totale di circa:

Totale = 45,00 Ton.

CARICO TEMPORANEO (LIVE)

Secondo la sezione 3.1.4 del Decreto del Ministero delle Infrastrutture 17 Gennaio 2018.

Tabella 14 - Valori dei sovraccarichi

Cat.	Ambienti	qk [kN/m ²]	Qk [kN]	Hk [kN/m]
D	Ambienti ad uso commerciale			
	Cat. D1 Negozi	4,0	4,0	2,0
	Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini	5,0	5,0	2,0
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita		
E	Aree per immagazzinamento e uso commerciale ed uso industriale			
	Cat. E1 Aree per accumulo di merci e relative aree d'accesso, quali biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	≥6,0	7,0	1,0*
	Cat. E2 Ambienti ad uso industriale	da valutarsi caso per caso		
F - G	Rimesse e aree per traffico di veicoli (esclusi i ponti)			
	Cat. F Rimesse, aree per traffico, parcheggio e sosta di veicoli leggeri (peso a pieno carico fino a 30 kN)	2,5	2X10,0	1,0**
	Cat. G Aree per traffico e parcheggio di veicoli medi (peso a pieno carico compreso fra 30 kN e 160 kN), quali rampe d'accesso, zone di carico e scarico merci.	da valutarsi caso per caso e comunque non minori di		
		5,0	2X50,0	1,0**
H - I - K	Coperture			
	Cat. H Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione	0,5	1,2	1,0
	Cat. I Coperture praticabili di ambienti di categoria d'uso compresa fra A e D	secondo categorie di appartenenza		
	Cat. K Coperture per usi speciali, quali impianti, eliporti.	da valutarsi caso per caso		

* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati.

** per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso.

$$6,5 \text{ m} \times 2,88 \text{ m} \times 0,5 \text{ kN/m}^2 = 9,4 \text{ kN}$$

CARICO SISMICO (S)

Per il carico sismico si applica la stessa analisi della cabina di Ricezione, prendendo in considerazione:

$$m = 50000,0 \text{ kg}$$

Calcolo di spettro di risposta elastico in accelerazione

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

$$0 \leq 0,1 \leq 0,16$$

$$Se(T) = 0,515$$

$$Se(T) * g = 0,515 \times 9,8 \text{ m/s}^2$$

$$Se(T) * g = 5,0 \text{ m/s}^2$$

Calcolo accelerazione della progettazione (q=1,0)

$$S_d(T) = \frac{Se(T)}{q}$$

$$S_d(T) = \frac{5,0 \text{ m/s}^2}{1,0} = 5,0 \text{ m/s}^2$$

Calcolo forze orizzontali (X,Y)

$$F = m * S_d(T) = 50000,0 \text{ kg} \times 5,0 \text{ m/s}^2$$

Quindi si ottengono i valori di:

$$F_x = 252,4 \text{ kN}$$

$$F_y = 252,4 \text{ kN}$$

Calcolo forza verticale (Z)

$$a_z = \frac{2}{3} * a_h = \frac{2}{3} \times \frac{S_d(T)}{g}$$

$$a_z = 0,34 \text{ g} = 3,4 \text{ m/s}^2$$

$$F = m * S_d(T) = 50000,0 \text{ kg} \times 3,4 \text{ m/s}^2$$

Quindi si ottengono i valori di

$$F_z = 168,2 \text{ kN}$$

CARICO NEVE (SNOW)

Si applica la stessa analisi della cabina di ricezione, il valore di carico della neve è pari a:

$$q_s = 1,2 \text{ kN/m}^2$$

CARICO DEL VENTO

Si applica la stessa analisi della cabina di ricezione, il valore di carico della vento è pari a:

p - pressione del vento	703,1 N/m²
	0,70 kN/m²

CABINE DI TRASFORMAZIONE

CARICO PERMANENTE (DEAD)

Rappresentazione grafica in accordo alla scheda tecnica della cabina:

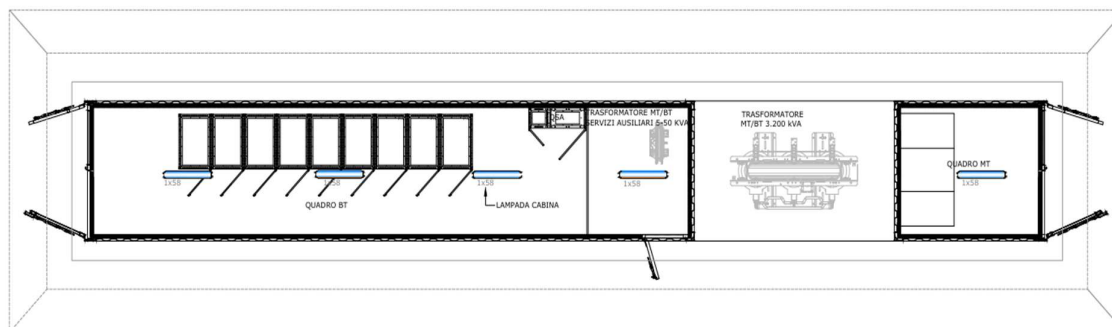


Fig. 11 - Cabina di trasformazione MT/BT.

Il carico permanente della cabina è stato considerato in accordo al peso totale indicato nei datasheet della cabina che include la totalità delle apparecchiature ivi installate. Si stima abbia un peso totale di circa:

Peso Totale (circa) = 30 Ton.

CARICO TEMPORANEO (LIVE)

Secondo la sezione 3.1.4 del Decreto del Ministero delle Infrastrutture 17 Gennaio 2018.

Tabella 15 - Valori dei sovraccarichi

Cat.	Ambienti	qk [kN/m ²]	Qk [kN]	Hk [kN/m]
D	Ambienti ad uso commerciale			
	Cat. D1 Negozi	4,0	4,0	2,0
	Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini	5,0	5,0	2,0
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita		
E	Aree per immagazzinamento e uso commerciale ed uso industriale			
	Cat. E1 Aree per accumulo di merci e relative aree d'accesso, quali biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	≥6,0	7,0	1,0*
	Cat. E2 Ambienti ad uso industriale	da valutarsi caso per caso		
F - G	Rimesse e aree per traffico di veicoli (esclusi i ponti)			
	Cat. F Rimesse, aree per traffico, parcheggio e sosta di veicoli leggeri (peso a pieno carico fino a 30 kN)	2,5	2X10,0	1,0**
	Cat. G Aree per traffico e parcheggio di veicoli medi (peso a pieno carico compreso fra 30 kN e 160 kN), quali rampe d'accesso, zone di carico e scarico merci.	da valutarsi caso per caso e comunque non minori di		
		5,0	2X50,0	1,0**
H - I - K	Coperture			
	Cat. H Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione	0,5	1,2	1,0
	Cat. I Coperture praticabili di ambienti di categoria d'uso compresa fra A e D	secondo categorie di appartenenza		
	Cat. K Coperture per usi speciali, quali impianti, eliporti.	da valutarsi caso per caso		

* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati.

** per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso.

$$19,8 \text{ m} \times 3,1 \text{ m} \times 0,5 \text{ kN/m}^2 = 30,7 \text{ kN}$$

CARICO SISMICO (S)

Per il carico sismico si applica la stessa analisi della cabina di Ricezione, prendendo in considerazione:

$$m = 30000,0 \text{ kg}$$

Calcolo di spettro di risposta elastico in accelerazione

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

$$0 \leq 0,1 \leq 0,16$$

$$Se(T) = 0,515$$

$$Se(T) * g = 0,515 \times 9,8 \text{ m/s}^2$$

$$Se(T) * g = 5,0 \text{ m/s}^2$$

Calcolo accelerazione della progettazione (q=1,0)

$$S_d(T) = \frac{Se(T)}{q}$$

$$S_d(T) = \frac{5,0 \text{ m/s}^2}{1,0} = 5,0 \text{ m/s}^2$$

Calcolo forze orizzontali (X,Y)

$$F = m * S_d(T) = 30000,0 \text{ kg} \times 5,0 \text{ m/s}^2$$

Quindi si ottengono i valori di:

$$F_x = 151,4 \text{ kN}$$

$$F_y = 151,4 \text{ kN}$$

Calcolo forza verticale (Z)

$$a_z = \frac{2}{3} * a_h = \frac{2}{3} \times \frac{S_d(T)}{g}$$

$$a_z = 0,34 \text{ g} = 3,4 \text{ m/s}^2$$

$$F = m * S_d(T) = 30000,0 \text{ kg} \times 3,4 \text{ m/s}^2$$

Quindi si ottengono i valori di

$$F_z = 100,9 \text{ kN}$$

CARICO NEVE (SNOW)

Si applica la stessa analisi della cabina di ricezione, il valore di carico della neve è pari a:

$$q_s = 1,2 \text{ kN/m}^2$$

CARICO DEL VENTO

Si applica la stessa analisi della cabina di ricezione, il valore di carico della vento è pari a:

p - pressione del vento	703,1 N/m²
	0,70 kN/m²

PCS MT/BT

CARICO PERMANENTE (DEAD)

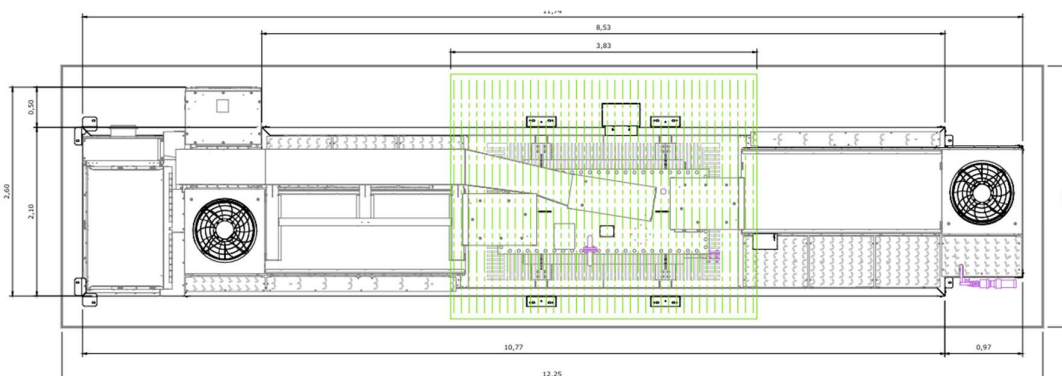


Fig. 12 - PCS MT/BT

Il carico permanente del cabinato è stato valutato in accordo al peso totale indicato nei datasheet dei PCS che include la totalità delle apparecchiature ivi installate. Si stima abbia un peso totale di circa:

Peso standard a massimo carico= 25,00 Ton.

CARICO TEMPORANEO (LIVE)

Secondo la sezione 3.1.4 del Decreto del Ministero delle Infrastrutture 17 Gennaio 2018.

Tabella 16 - Valori dei sovraccarichi

Cat.	Ambienti	qk [kN/m ²]	Qk [kN]	Hk [kN/m]
D	Ambienti ad uso commerciale			
	Cat. D1 Negozi	4,0	4,0	2,0
	Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini	5,0	5,0	2,0
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita		
E	Aree per immagazzinamento e uso commerciale ed uso industriale			
	Cat. E1 Aree per accumulo di merci e relative aree d'accesso, quali biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	≥6,0	7,0	1,0*
	Cat. E2 Ambienti ad uso industriale	da valutarsi caso per caso		
F - G	Rimesse e aree per traffico di veicoli (esclusi i ponti)			
	Cat. F Rimesse, aree per traffico, parcheggio e sosta di veicoli leggeri (peso a pieno carico fino a 30 kN)	2,5	2X10,0	1,0**
	Cat. G Aree per traffico e parcheggio di veicoli medi (peso a pieno carico compreso fra 30 kN e 160 kN), quali rampe d'accesso, zone di carico e scarico merci.	da valutarsi caso per caso e comunque non minori di		
		5,0	2X50,0	1,0**
H - I - K	Coperture			
	Cat. H Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione	0,5	1,2	1,0
	Cat. I Coperture praticabili di ambienti di categoria d'uso compresa fra A e D	secondo categorie di appartenenza		
	Cat. K Coperture per usi speciali, quali impianti, eliporti.	da valutarsi caso per caso		

* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati.

** per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso.

$$12,25 \text{ m} \times 3,25 \text{ m} \times 0,5 \text{ kN/m}^2 = 19,9 \text{ kN}$$

CARICO SISMICO (S)

Per il carico sismico si applica la stessa analisi della cabina di Ricezione, prendendo in considerazione:

$$m = 25000,0 \text{ kg}$$

Calcolo di spettro di risposta elastico in accelerazione

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

$$0 \leq 0,1 \leq 0,16$$

$$Se(T) = 0,515$$

$$Se(T) * g = 0,515 \times 9,8 \text{ m/s}^2$$

$$Se(T) * g = 5,0 \text{ m/s}^2$$

Calcolo accelerazione della progettazione (q=1,0)

$$S_d(T) = \frac{Se(T)}{q}$$

$$S_d(T) = \frac{5,0 \text{ m/s}^2}{1,0} = 5,0 \text{ m/s}^2$$

Calcolo forze orizzontali (X,Y)

$$F = m \cdot S_d(T) = 25000,0 \text{ kg} \times 5,0 \text{ m/s}^2$$

Quindi si ottengono i valori di:

$$F_x = 126,2 \text{ kN}$$

$$F_y = 126,2 \text{ kN}$$

Calcolo forza verticale (Z)

$$a_z = \frac{2}{3} \cdot a_h = \frac{2}{3} \times \frac{S_d(T)}{g}$$

$$a_z = 0,34 \text{ g} = 3,4 \text{ m/s}^2$$

$$F = m \cdot S_d(T) = 25000,0 \text{ kg} \times 3,4 \text{ m/s}^2$$

Quindi si ottengono i valori di

$$F_z = 84,1 \text{ kN}$$

CARICO NEVE (SNOW)

Si applica la stessa analisi della cabina di ricezione, il valore di carico della neve è pari a:

$$q_s = 1,2 \text{ kN/m}^2$$

CARICO DEL VENTO

Si applica la stessa analisi della cabina di ricezione, il valore di carico della vento è pari a:

p - pressione del vento	703,1 N/m²
	0,70 kN/m²

CABINE DI STOCCAGGIO

CARICO PERMANENTE (DEAD)

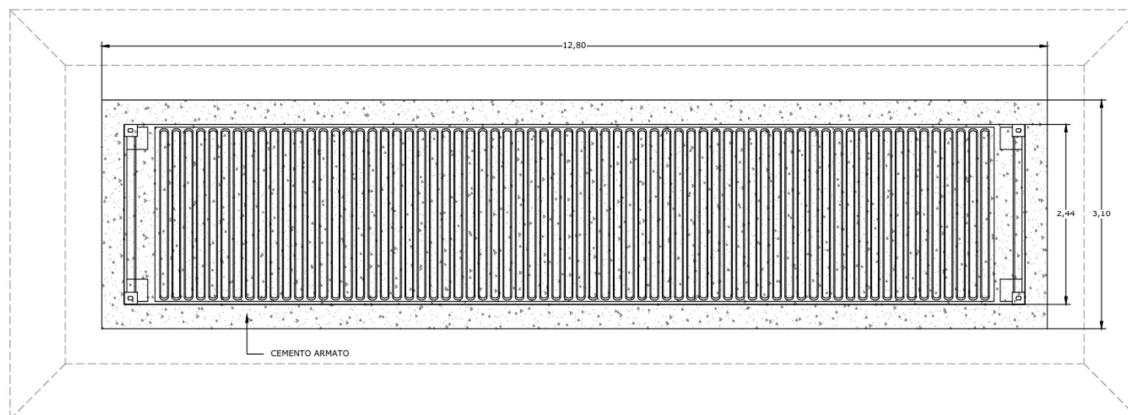


Fig. 13 Cabina di stoccaggio

Il carico permanente del cabinato è stato valutato in accordo al peso totale indicato nei datasheet dei cabinati di tipo marittimo e al materiale elettrico che possa contenere in questa volumetria. Si stima abbia un peso totale di circa:

Peso standard a massimo carico= 32,5 Ton.

CARICO TEMPORANEO (LIVE)

Secondo la sezione 3.1.4 del Decreto del Ministero delle Infrastrutture 17 Gennaio 2018.

Tabella 17 - Valori dei sovraccarichi

Cat.	Ambienti	qk [kN/m ²]	Qk [kN]	Hk [kN/m]
E	Aree per immagazzinamento e uso commerciale ed uso industriale			
	Cat. E1 Aree per accumulo di merci e relative aree d'accesso, quali biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	≥6,0	7,0	1,0*
	Cat. E2 Ambienti ad uso industriale	da valutarsi caso per caso		
F - G	Rimesse e aree per traffico di veicoli (esclusi i ponti)			
	Cat. F Rimesse, aree per traffico, parcheggio e sosta di veicoli leggeri (peso a pieno carico fino a 30 kN)	2,5	2X10,0	1,0**
	Cat. G Aree per traffico e parcheggio di veicoli medi (peso a pieno carico compreso fra 30 kN e 160 kN), quali rampe d'accesso, zone di carico e scarico merci.	da valutarsi caso per caso e comunque non minori di		
		5,0	2X50,0	1,0**
H - I - K	Coperture			
	Cat. H Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione	0,5	1,2	1,0
	Cat. I Coperture praticabili di ambienti di categoria d'uso compresa fra A e D	secondo categorie di appartenenza		
	Cat. K Coperture per usi speciali, quali impianti, eliporti.	da valutarsi caso per caso		

* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati.

** per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso.

$$12,8 \text{ m} \times 3,1 \text{ m} \times 6,0 \text{ kN/m}^2 = 238,1 \text{ kN}$$

CARICO SISMICO (S)

Per il carico sismico si applica la stessa analisi della cabina di Ricezione, prendendo in considerazione:

$$m = 32500,0 \text{ kg}$$

Calcolo di spettro di risposta elastico in accelerazione

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

$$0 \leq 0,1 \leq 0,16$$

$$Se(T) = 0,515$$

$$Se(T) * g = 0,515 \times 9,8 \text{ m/s}^2$$

$$Se(T) * g = 5,0 \text{ m/s}^2$$

Calcolo accelerazione della progettazione (q=1,0)

$$S_d(T) = \frac{Se(T)}{q}$$

$$S_d(T) = \frac{5,0 \text{ m/s}^2}{1,0} = 5,0 \text{ m/s}^2$$

Calcolo forze orizzontali (X,Y)

$$F = m * S_d(T) = 32500,0 \text{ kg} \times 5,0 \text{ m/s}^2$$

Quindi si ottengono i valori di:

$$F_x = 164,0 \text{ kN}$$

$$F_y = 164,0 \text{ kN}$$

Calcolo forza verticale (Z)

$$a_z = \frac{2}{3} * a_h = \frac{2}{3} \times \frac{S_d(T)}{g}$$

$$a_z = 0,34 \text{ g} = 3,4 \text{ m/s}^2$$

$$F = m * S_d(T) = 32500,0 \text{ kg} \times 3,4 \text{ m/s}^2$$

Quindi si ottengono i valori di

$$F_z = 109,4 \text{ kN}$$

CARICO NEVE (SNOW)

Si applica la stessa analisi della cabina di ricezione, il valore di carico della neve è pari a:

$$q_s = 1,2 \text{ kN/m}^2$$

CARICO DEL VENTO

Si applica la stessa analisi della cabina di ricezione, il valore di carico della vento è pari a:

p - pressione del vento	703,1 N/m²
	0,70 kN/m²

STRUTTURE FOTOVOLTAICHE

L'ancoraggio della struttura di supporto dei pannelli fotovoltaici al terreno sarà affidato ad un sistema di fondazione costituito da pali in acciaio zincato infissi nel terreno tramite battitura, e laddove le condizioni del terreno non lo permettano, si procederà tramite trivellazione. I vantaggi di tale tipologia di fondazione sono molteplici, ovvero:

- Tempi di realizzazione delle fondazioni notevolmente ridotti;
- Totale assenza di scavi e getto di calcestruzzo;
- Ridotto impiego di personale per la posa;
- Reversibilità dell'intervento grazie alla facile rimozione dei pali;
- Possibile riutilizzo e riciclo dei pali;
- Minimo impatto ambientale in riferimento alle componenti del paesaggio e alla contaminazione delle acque del sottosuolo

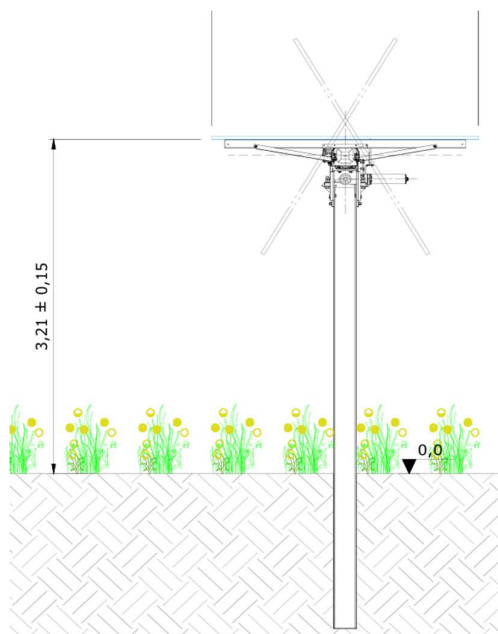


Fig. 14 - Particolare delle strutture di supporto dei moduli fotovoltaici.

La struttura considerata ai fini della generazione del modello strutturale è costituita da un sistema tracker monoassiale, di dimensioni in pianta pari a 34,76 m x 2,384 m, pari a 82,86 mq, composto da 26x1 moduli fotovoltaici della potenza ciascuno di 750W. Nel layout di progetto sono state inoltre usate anche strutture 13x1 e 26x1.

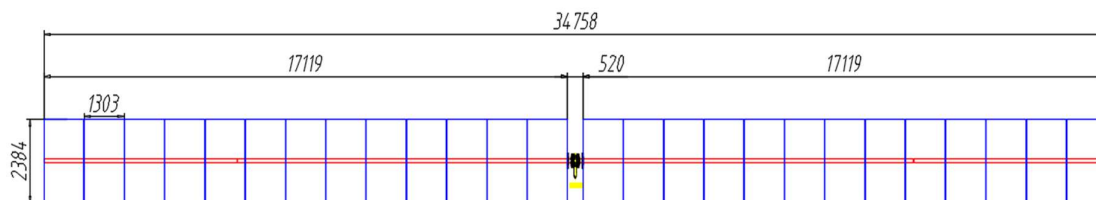


Fig. 15 - Particolare della struttura fotovoltaica 26x1.

RECINZIONE E CANCELLO

RECINZIONE

La recinzione sarà costituita da una rete grigliata plastificata con maglia 0,05 x 0,05 m, con pali posizionati una distanza ogni 2,50 m e un rinforzo in acciaio zincato, posizionati a una distanza assi 10m, i pali saranno infissi a regola d'arte nel terreno ad una profondità di 100 cm circa.

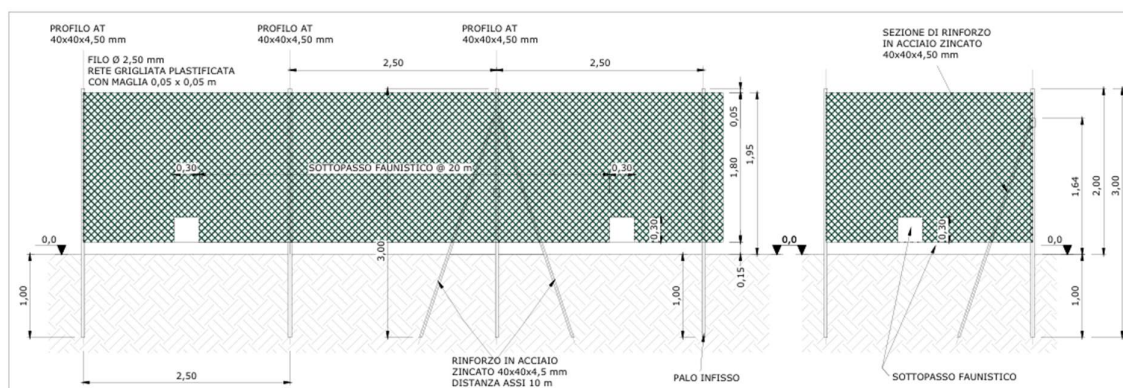
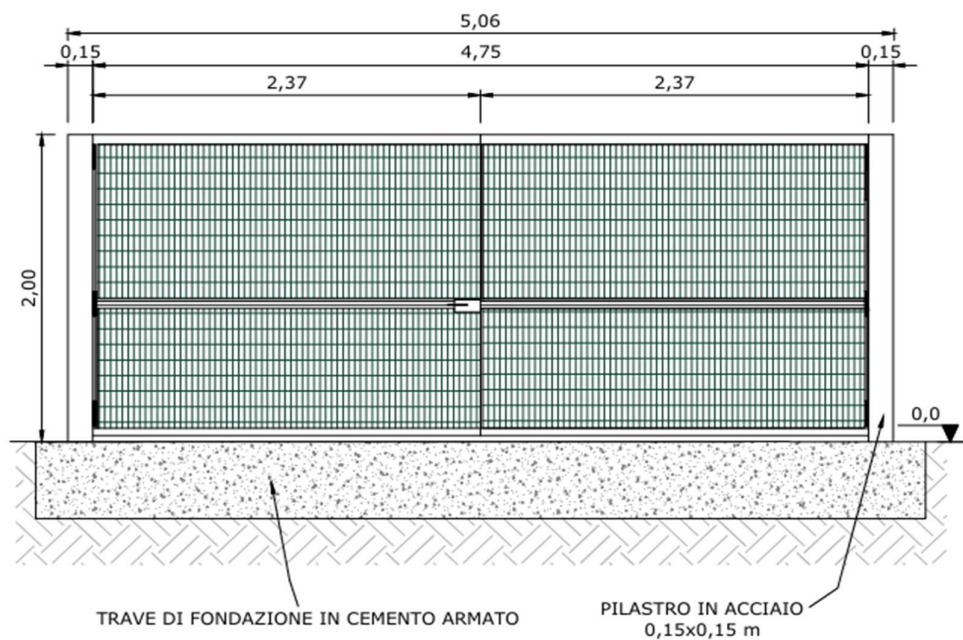


Fig. 16 - Particolare Recinzione.

BASAMENTO CANCELLO DI INGRESSO

A completamento della recinzione sarà installato un cancello d'ingresso e pali laterali realizzati con profili in acciaio.



CARICO PERMANENTE (DEAD)

Il carico permanente è stato calcolato come il peso totale della rete e dei profili metallici del cancello; il peso totale può essere stimato in circa 2,6 KN.

CARICO TEMPORANEO (LIVE)

Si considera il passaggio di pedoni e veicoli; quindi, si applica un carico distribuito di 2KN/m² per i pedoni, mentre per i veicoli si considera il carico per asse di un autocarro di 11 tonnellate, distribuito in 2 carichi puntuali di 5,5 tonnellate per asse.

CARICO SISMICO (S)

Questo carico viene considerato trascurabile perché la massa del cancello è molto piccola con forza di taglio alla base trascurabile.

CARICO NEVE (SNOW)

Questo carico viene considerato trascurabile perché avendo una superficie di appoggio molto piccola è trascurabile ai fini della valutazione dei carichi.

CARICO VENTO (W)

Questo carico viene considerato trascurabile perché l'effetto del vento è minimo a causa della bassa elevazione della struttura e delle caratteristiche geometriche degli elementi.

ALTRE STRUTTURE IN CALCESTRUZZO

BASSAMENTO PALI DI ILLUMINAZIONE/CCTV

Per il modello sono stati considerati pali metallici circolari con un diametro di 12 cm e un'altezza massima di 6 metri. In base alle schede tecniche di questa tipologia di pali, il peso è stimato approssimativamente in 150 kg; aggiungendo gli accessori posti sul palo, il peso proprio è stimato massimo di 180 kg. Cautelativamente nei calcoli è stato considerato 500 kg o 0,5 tonnellate. Inoltre, si tiene conto di un carico vivo di manutenzione di 0,2 tonnellate. Per questo modello non si tiene conto del carico sismico e della neve, a causa della massa sostanzialmente trascurabile del palo e della ridotta area di aderenza alla neve.

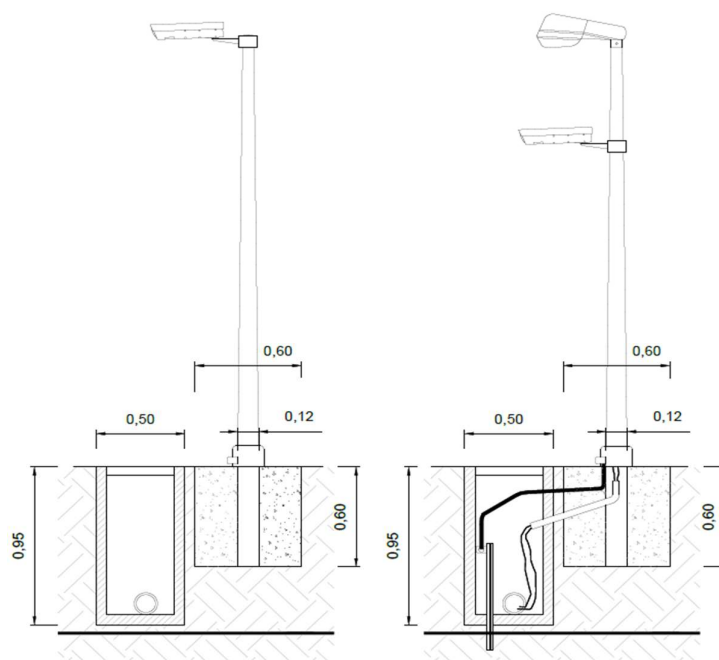


Fig. 18 - Basamento pali di illuminazione/CCTV.

Il carico più importante è quello del vento, la cui pressione è stata calcolata in accordo alla NTC 2018. Per una velocità di 25 m/s, la pressione cinetica viene calcolata e risulta come segue:

La pressione cinetica di riferimento q_r è data dall'espressione:

$$q_r = \frac{1}{2} \rho v^2$$

Dove

v_r è la velocità di riferimento del vento di cui al § 3.3.2;

ρ è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1,25 kg/m³.

Esprimendo ρ in kg/m³ e v_r in m/s, q_r risulta espresso in N/m².

qr-p pressione cinetica di riferimento	390.6 N/m²
	0.39 kN/m²

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = qr * ce * cp * cd \quad [3.3.4]$$

Dove

qr è la pressione cinetica di riferimento di cui al § 3.3.6;

ce è il coefficiente di esposizione di cui al § 3.3.7;

cp è il coefficiente di pressione di cui al § 3.3.8;

cd è il coefficiente dinamico di cui al § 3.3.9.

$$p = 0,70 \text{ kN/m}^2$$

Ce è considerato 1.8 in base alla formula 3.3.7 della NTC2018, Cp e Cd sono considerati prudenzialmente pari a 1.

Poiché l'area del palo è quasi nulla, l'applicazione del CARICO VENTO viene considerata come un carico lineare distribuito lungo il palo:

$$P = 0,70 \text{ kN/m}^2 \times 0,12 \text{ m}$$

$$P = 0,084 \text{ kN/m} = 0,0084 \text{ Ton/m}$$

COEFFICIENTI DI CARICO E COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico utilizzate sono le seguenti:.

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.1]$$
 - Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.2]$$
 - Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.3]$$
 - Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.4]$$
 - Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.5]$$
 - Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.6]$$
- Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:
- $$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

Fig. 19 - Combinazione delle azioni

Tabella 18 - Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
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 - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale, biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
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

Tabella 19 - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

Categoria/Azione variabile		Coefficiente γ_F	EQU	A1	A2
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	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

*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.

5. DISEGNO STRUTTURALE

STRUTTURE FOTOVOLTAICHE

PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA

La struttura considerata per generare il modello strutturale è costituita da un sistema tracker monoassiale 1P tipo SKYLINE, costituito da una trave tubolare di rotazione in acciaio, detti tubi di rotazione (allineati nella direzione Nord/Sud), supportati da una serie di pali strutturali che sono infissi nel terreno che costituiscono l'ancoraggio e la fondazione al suolo dell'intero tracker.



Fig. 20 - Tracker monoassiale 1P tipo SKYLINE

I tubi di rotazione supportano le guide di montaggio moduli ed i moduli fotovoltaici (lungo la direzione Est/Ovest), con dei profili orizzontali in acciaio che ruotano tramite un azionamento rotativo meccanico per orientare i moduli fotovoltaici nella loro posizione ottimale rispetto alla radiazione solare. L'inseguitore solare traccia la posizione del sole durante il giorno e torna in posizione di difesa durante la notte o quando le condizioni meteo diventano avverse.

Nel caso specifico, la struttura considerata ai fini della generazione del modello strutturale è costituita da un sistema tracker monoassiale, di dimensioni in pianta pari a 34,75 m x 2,38 m, pari a 82,84 mq, composto da 26x1 moduli fotovoltaici, che sarà a sua volta collegato al sistema basculante, e ai pali di fondazione battuti, in acciaio, costituiranno l'ancoraggio e la fondazione al suolo delle vele.

La superficie occupata dalla singola struttura è pari a 82,84 mq.

Il peso proprio del modello, espresso in termini di incidenza a metro quadro, risulta essere pari a 21,83 Kg/mq (0,21 KN/mq), e si articola nel seguente modo:

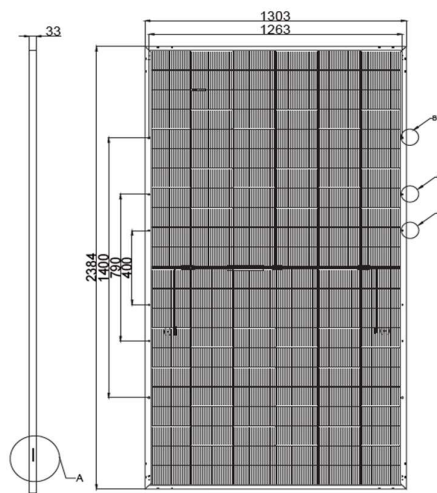


Fig. 21 - Pannello fotovoltaico

- Il peso di 26 moduli fotovoltaico 750W, dimensioni 2384x1303x33 mm, peso singolo modulo 37,9 Kg; Peso totale dei pannelli è: **985,40 kg**. Incidenza a metro quadro pari a 11,89 Kg/mq;
- Peso struttura motrice moduli fotovoltaici, peso **6,06 kg**. Incidenza a metro quadro pari a 0,07 Kg/mq;
- Accessori vari di montaggio, di peso complessivo pari a **404,03 kg**. Incidenza a metro quadro pari a 4,88 Kg/mq
- 11 pali in profili HEB180 predimensionati in 180x180mm, spessore 10,00 mm. Peso singolo palo pari a **262,92 Kg**, peso complessivo pari a **2892,20 Kg**. Incidenza a metro quadro pari a 34,90 Kg/mq.

Di seguito sono dettagliate le azioni del vento e della neve. Le sollecitazioni indotte dal sisma risultano inferiori a quelle dovute al vento e pertanto l'azione sismica può essere trascurata.

AZIONE DEL VENTO

Il vento, la cui direzione si considera generalmente orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando, in generale, effetti dinamici. La **velocità** base di riferimento v_b 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, riferito ad un periodo di ritorno $T_R = 50$ anni. In mancanza di specifiche e adeguate indagini statistiche, v_b è data dall'espressione:

$$V_b = V_{b,0} \cdot C_a$$

Dove,

- $V_{b,0}$ è la velocità base di riferimento al livello del mare;
- C_a è il coefficiente di altitudine ($C_a = 1$ in quanto $a_s \leq a_0$)

Il carico più importante è quello del vento, la pressione è stata calcolata in accordo alla NTC 2018. Per il posizionamento geografico è possibile stabilire che il sito è posizionato in Zona I, quindi il coefficiente de velocità risulta essere pari a 25 m/s, la pressione cinetica viene calcolata :

Tabella 20. Valori ei parametri di macrozonazione eolica.

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		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 CapoTeulada 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

La **pressione cinetica di riferimento** q_r è data dall'espressione:

$$q_r = \frac{1}{2} \rho v_r^2$$

Dove

- V_r è la velocità di riferimento del vento;
- ρ è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1,25 kg/m³.

Per un tempo di ritorno pari a $T_R = 50$ anni e per un'altitudine s.l.m. del sito pari a 28 m, la velocità di riferimento V_r è pari alla velocità base di riferimento, ovvero pari a 25 m/s; pertanto, la pressione cinetica di riferimento $q_r = 391,00$ N/m².

$$q_r = 0,39 \text{ kN/m}^2$$

La velocità di riferimento V_r è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza dal suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II, riferito al periodo di ritorno di progetto T_R .

Tale velocità è definita dalla relazione:

$$V_r = V_b \cdot C_r$$

Dove

- V_b è la velocità base di riferimento;
- C_r è il coefficiente di ritorno, funzione del periodo di ritorno di progetto T_R .

In mancanza di specifiche e adeguate indagini statistiche, il coefficiente di ritorno è fornito dalla seguente relazione:

$$C_r = 0.75 \sqrt{1 - 0.2 \times \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_R} \right) \right]}$$

Considerando un $T_R = 50$ anni, cui corrisponde $C_r = 1$, la velocità di riferimento è uguale alla velocità base di riferimento:

$$V_r = V_b = 25 \text{ m/s}$$

La **pressione del vento** è data dall'espressione:

Dove:

- q_r è la pressione cinetica di riferimento;
- C_e è il coefficiente di esposizione;
- C_p è il coefficiente di pressione;
- C_d è il coefficiente dinamico.

$$P = q_r C_e C_p C_d$$

Il **coefficiente di esposizione** C_e dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito dove sorge la costruzione. In assenza di analisi specifiche esso è dato dalla formula:

$$C_e(z) = k_z^2 C_t \ln(z/z_0) [7 + C_t \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$
$$C_e(z) = C_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

Considerando un'altezza s.l.m. di 28 m, l'area d'interesse appartiene alla **classe di rugosità D** e **categoria di esposizione II**:

Tabella 21. Classi di rugosità del terreno.

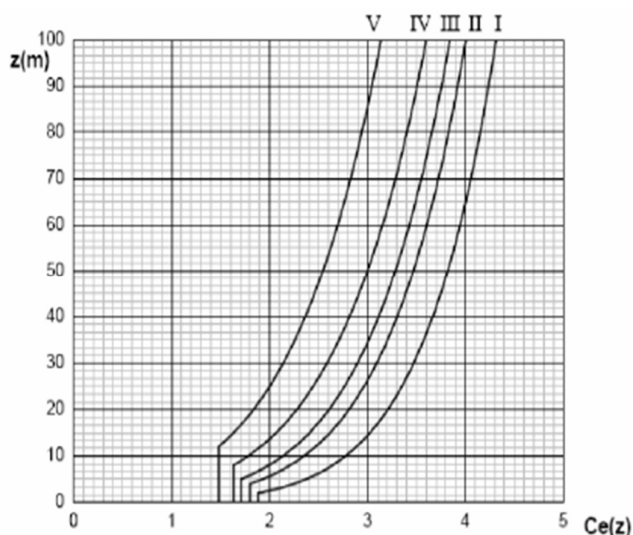
Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D0,2
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,)

Tabella 22. Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione.

Categoria di esposizione del sito	K _r	z ₀ [m]	z _{min} [m]
I	0,17	0,01	2,0
II	0,19	0,05	4,0
III	0,2	0,10	5,0
IV	0,22	0,30	8,0
V	0,23	0,7	12,0

Con la struttura in condizioni di riposo (moduli in posizione orizzontale) i pannelli fotovoltaici avranno un'altezza dal piano campagna pari a **z=3,21m** (struttura in condizioni di riposo); pertanto, il coefficiente di esposizione è pari a **ce = 1,80**. C_e è considerato in base alla formula 3.3.7 della NTC2018.

Tabella 23. Andamento del coefficiente di esposizione ce in funzione dell'altezza sul suolo.



Il **coefficiente di pressione cp** dipende dalla tipologia e dalla geometria della costruzione e dal suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Nello specifico, considerando l'inclinazione del pannello oscillante tra $\alpha = \pm 60^\circ$, è stato assunto **cp = 1,6**.

Il **coefficiente dinamico cd** tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alla risposta dinamica della struttura, C_d è considerato prudenzialmente pari a 1.

Da quanto sopra esposto, scaturiscono i seguenti parametri utili al calcolo della pressione del vento e dell'azione statica equivalente:

$$p = 1,13 \frac{kN}{m^2}$$

Tabella 24. Pressione del vento.

Azione del vento		
Descrizione	u.m	q.tà
qr-pressione cinetica di riferimento	N/m ²	391
ρ	kg/m ³	1,25
ce - coefficiente di esposizione		1,80
z - struttura in condizioni di riposo	m	3,21
Z0	m	0,05
Zmin	m	4
Kr		0,19
Cp- coefficiente dinamico		1,6
p - pressione del vento	N/m²	1125,0
	kN/m²	1,13

AZIONE DELLE NEVE

Il carico neve sulla copertura è valutato in osservanza a quanto prescritto dal DM 17/01/2018 al punto 3.4 Azioni della neve con la seguente espressione:

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

dove:

q_s , è il valore di riferimento del carico della neve al suolo;

μ_i , è il coefficiente di forma della copertura

q_{sk} , è il valore di riferimento del carico neve al suolo

C_e , è il coefficiente di esposizione

C_t , è il coefficiente termico

Il carico agisce in direzione verticale ed è riferito alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

In base alla zona neve nelle quali è stata classificata il territorio nazionale, come si vede dalla seguente figura– Zone di carico neve del DM 17/01/2018, si riscontra che la struttura ricade in zona I, provincia di Parma.

Considerando un'altitudine sul livello del mare pari a **as = 28 m**, si ottiene il carico neve al suolo dalla seguente relazione:

Zona I

I - Mediterranea: Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Monza Brianza, Novara, **Parma**, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese.

I - Mediterranea	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2$	$as \leq 200 \text{ m}$
	$q_{sk} = 1,35 [1 + (as/602) 2] \text{ kN/m}^2$	$as > 200 \text{ m}$

Fig. 22 - Valore di riferimento del carico della neve al suolo

Il coefficiente di esposizione C_E tiene conto delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera ed è stato assunto pari a 1,00:

Tabella 25. Valori di C_E per diverse classi di esposizione.

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

Il coefficiente termico $C_t=1$, Considerando un'inclinazione del pannello da 0° a 60° , il coefficiente di forma μ_i è assunto pari a 0,80 (condizione più gravosa):

Tabella 26. 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_i	0,8	$0,8 \cdot \frac{(60-\alpha)}{30}$	0,0

Quindi si ottiene un valore di carico neve sulla copertura pari a:

$$q_s = q_{sk} * \mu_i * C_e * C_t$$

$$q_s = 1,20 \text{ kN/m}^2$$

Tabella 27. Carico della neve sulle coperture.

AZIONE DELLE NEVE		
Descrizione	u.m	q.tà
as - altitudine s.l.m.	m	28
q_{sk} - valore di riferimento carico neve al suolo	kN/m^2	1,50
μ_i - coefficiente di forma della copertura		0,8
C_E - coefficiente di esposizione		1,00
C_t - coefficiente termico		1,00
q_s - carico neve	kN/m^2	1,20

COMBINAZIONI DI CARICO

Le verifiche strutturali e geotecniche delle fondazioni sono state effettuate con l'Approccio 2, come definito al §2.6.1 del DM 2018, attraverso la combinazione A1+M1+R3. Le azioni sono state amplificate tramite i coefficienti della colonna A1 definiti nella Tab. 6.2.1 del D.M. 2018.

Tabella 28. Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU.

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_{Q1}	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.

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

Tabella 29. Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno.

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

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

I valori di riferimento del terreno sono stati verificati tramite i coefficienti della colonna R3 pali infissi definiti nella Tab.6.4.II del DM 2018:

Tabella 30. Coefficienti parziali 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.

VERIFICHE GEOTECNICHE

Le fondazioni delle strutture di sostegno dei pannelli fotovoltaici saranno costituite da pali in acciaio di profilo H.

L'avanzamento del terreno alla profondità desiderata avviene attraverso un processo di battitura del palo. In accordo con le NTC 2018, le verifiche sono state effettuate secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3); sono state considerate le caratteristiche meccaniche dei terreni riportate nella Relazione Geologica.

EQUAZIONE GENERALE DELLA CAPACITA' PORTANTE DEI PALI

Il calcolo della capacità portante dei pali segue la trattazione teorica del carico limite di una fondazione superficiale. Ai fini del calcolo, il carico limite di un palo Q_{lim} viene convenzionalmente suddiviso in due aliquote: la resistenza alla punta P_{lim} e la resistenza laterale S_{lim} :

$$Q_{lim} = P_{lim} + S_{lim}$$

Dove:

- P_{lim} è la resistenza alla punta che nel caso in esame è stata posta pari a zero in quanto la superficie alla punta del palo è approssimabile a zero;

$$S_{lim} = s * \text{perimetro} * L$$

$$s = \mu * k * \sigma'_{v_0}$$

I coefficienti μ e k sono stati definiti dalla tabella seguente:

Tabella 31. Valori di k e μ in funzione del tipo di palo e del terreno.

Tipo di palo	k (S)	k (D)	μ
Batt. profilato	0.7	1.0	0.36
Batt. tubo acc. chiuso	1.0	2.0	0.36
Batt. Cls prefabbricato	1.0	2.0	$\tan(0.75\varphi')$
Batt. Cls gettato	1.0	3.0	$\tan(\varphi')$
Trivellato	0.5	0.4	$\tan(\varphi')$
Elica continua	0.7	0.9	$\tan(\varphi')$

Da quanto sopra esposto, scaturiscono i seguenti parametri utili al calcolo del carico limite Q_{lim} :

Tabella 32. Capacità portante dei pali

CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI		
Descrizione	u.m	q.tà
Plim- resistenza alla punta	kN	0,00
s	kN/m ²	8,56
Qlim- carico limite palo	kN	15,99
Slm - resistenza laterale	kN	15,99
μ		0,36
k		0,70
Y terreno	kN/m ³	18,88
z - profondità infissione	m	1,80
P perimetro	m	1,04
σ'	kN/m ³	33,98

Pertanto, il carico limite del palo Qlim è pari a:

$$Q_{lim} = S_{lim} = 15,99 \text{ Kn}$$

VERIFICA A CARICO LIMITE VERTICALE

Le forze agenti sulla struttura di fondazione sono di seguito riportate.

L'area su cui agiscono le sollecitazioni è pari all'area del singolo pannello fotovoltaico (AP), circa 3,11 m².

Tabella 33. verifica a carico limite verticale.

VERIFICA A CARICO LIMITE VERTICALE		
Descrizione	u.m	q.tà
AP - area pannello	m ²	3,11
P.P pannello	kN	0,38
P.P.H180	kN	0,52
p - pressione del vento	kN/m ²	1,13
qs - carico neve	kN/m ²	1,20
Pneve	kN	3,73
Pvento	kN	3,49

Le varie forze agenti sono state combinate tra di loro utilizzando i coefficienti parziali per le azioni ed i coefficienti di combinazione riportati nelle NTC 2018.

Tabella 34. Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU.

Categoria/Azione variabile		Coefficiente γ _F	EQU	A1	A2
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	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

¹Nel 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.

$$Q_{es} = (\gamma G1 * P.P.H180) + (\gamma G2 * P.Ppan) + (\gamma Qi * Pnevve) + (\gamma Qi * Pvento)$$

$$Q_{es} = (1,3 * 0,52) + (1,5 * 0,38) + (1,5 * 3,73) + (1,5 * 3,49)$$

Dove:

- $\gamma G1$ coefficiente parziale dei carichi permanenti G1;
- $\gamma G2$ coefficiente parziale dei carichi permanenti non strutturali G2;
- γQi coefficiente parziale delle azioni variabili Q.

Quindi il carico di esercizio è risultato pari a:

$$Q_{es} = 12,08 \text{ kN}$$

La verifica risulta soddisfatta essendo il rapporto tra

$$\frac{Q_{lim}}{Q_{es}} \geq \gamma_s$$

Dove:

$\gamma_s = 1,15$ è il coefficiente laterale in compressione funzione del tipo di palo;

$$\frac{Q_{lim}}{Q_{es}} = 1,32 \geq 1,15$$

VERIFICA A SFILAMENTO DEI PALI

Per la verifica a sfilamento del palo di fondazione è stata considerata l'azione del vento pari a 1,13 kN/m² che agisce sulla parte della struttura sottovento, in quanto risulta essere la più elevata. A vantaggio di sicurezza è stata considerata la risultante verticale agente alla superficie di azione del vento.

La combinazione di carico utilizzata è la seguente:

$$Q_{es} = (P.P.H180 + P.Ppan) + (\gamma Qi * Pvento)$$

$$Q_{es} = (0,38 + 0,52) + (-1,50 \times 3,49)$$

$$Q_{es} = -4,34 \text{ kN}$$

Pertanto, la **Q_{es}** risulta pari a **- 4,34 kN**.

A vantaggio di sicurezza viene amplificato solo il carico vento.

Essendo $Slim = 15,99 \text{ kN}$ si ha un rapporto pari a $Slim/Q_{es} = |3,68|$

Il rapporto tra Slim e Q_{es} risulta maggiore di $\gamma_{st} = 1,25$, ovvero il coefficiente laterale di trazione.

Pertanto, la verifica a sfilamento risulta soddisfatta.

VERIFICA DELLA RESISTENZA DELLA STRUTTURA DEI PALI

La verifica della resistenza strutturale dei pali di fondazione (SLU - Stato Limite Ultimo STR) assicura che il palo stesso non collassi per rottura del materiale (acciaio) sotto l'azione

dei carichi trasmessi dalla struttura.

Tabella 35. Verifica strutturale dei pali

VERIFICA STRUTTURALE PER IL PROFILO HEB 180		
CARATTERISTICHE TECNICHE PROFILATI IN ACCIAIO	QUANTITÀ	UNITÀ DI MISURA
Profili di acciaio strutturale di grado S355		
Fy: Limite di snervamento	3518	kg/cm ²
E: Modulo di elasticità	2100000	kg/cm ²
d: Montante totale della trave	18,00	cm
B: Lunghezza	18,00	cm
c: Distanza verso la fibra più lontana	9,00	cm
Luce libera	320,00	cm
e: Spessore dell'anima	0,85	cm
e1: Spessore della flangia	1,40	cm
Ix: Momento di inerzia della sezione	3830,00	cm ⁴
PP: Caricamento dei pannelli	151,47	kg
qs: Carico neve	1514,55	kg
W: Carico di vento	1429,58	kg
Φ	0,9	
CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE		
Mu: Momento ultimo	9905,92	kg-m
Vu : Taglio ultima	3095,60	kg
Ze: Modulo elastic. I/c	426	cm ³
Mn: Momento nominale della sezione (NTC 2018)	14258,14	Kg-m
Mn > Mu	Soddisfa	
Av: Area di taglio (b*e)	15,3	cm ²
Vn: Taglio nominale della sezione	31076,1	Kg
Vn > Vu	Soddisfa	

TEST IN GALLERIA DEL VENTO

Il produttore ha testato il tracker in galleria del vento dello strato limite atmosferico presso CPP Wind Engineering & Air Quality Consultants, con sede negli Stati Uniti, per analizzare e testare gli effetti del carico del vento sulla struttura. Il sistema tracker è una tipologia di struttura la cui frequenza fondamentale è di circa 1 Hz, a seconda della progettazione strutturale. Il test eseguito da CPP ha utilizzato una galleria del vento aeroelastica per testare SKYLINE per il potenziale di instabilità torsionale indotta dal vento. I test sono stati eseguiti su una scala di 1:31 in una galleria del vento dello strato limite atmosferico. Questi test sono considerati più accurati del modello di sezione o di qualsiasi screening di instabilità CFD.

L'architettura unica, caratterizzata da bassa rigidità, ha permesso di ottenere risultati positivi nei test.

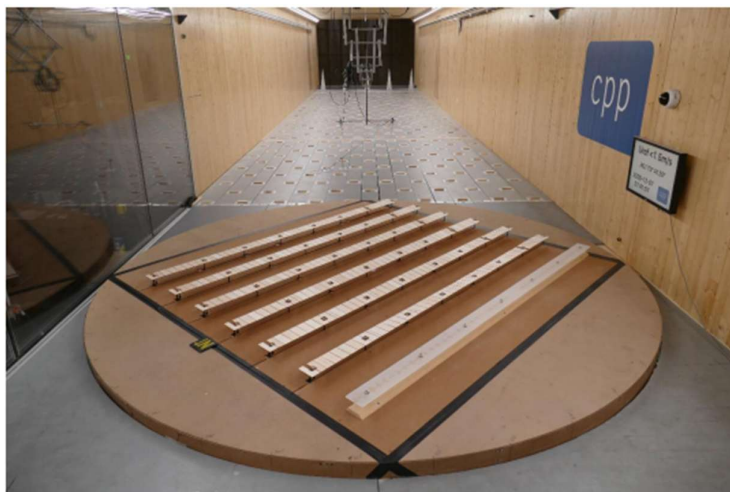


Fig. 23 - Modello di galleria del vento dell'array aeroelastico SKYLINE

MODELLO DI CALCOLO AEROELASTICO (SECONDO ORDINE)

Sulla struttura tracker è stata condotta inoltre un'analisi aeroelastica che consiste in un calcolo iterativo, in cui la deformazione (rotazione del tubo di rotazione attorno al suo asse) fa sì che i carichi del vento che agiscono sul tubo di rotazione siano diversi rispetto all'analisi del 1° ordine (struttura non deformata).

La torsione del tubo fa sì che l'angolo con cui i pannelli fotovoltaici sono rivolti al vento venga modificato e, di conseguenza, si devono applicare diversi coefficienti di forma dei test delle gallerie del vento. Il processo iterativo continua fino al raggiungimento dell'angolo di rotazione finale: i risultati hanno dimostrato che tutti gli angoli di rotazione sono coerenti con i carichi esterni applicati.

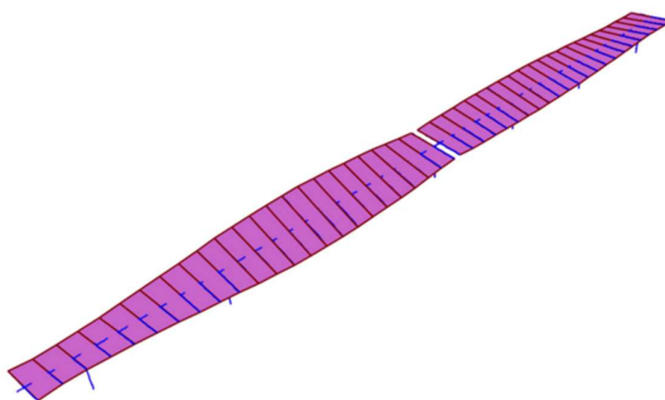


Fig. 24 - Modello aeroelastico del tracker SKYLINE.

Occorre ricordare che, quando le stazioni meteorologiche situate sull'impianto fotovoltaico rilevano raffiche di vento superiori a 15 m/s (velocità di raffica di vento di 3s a 10 m di altezza), il tracker si pone in posizione di difesa (0°), essendo questa la posizione che resisterà alla massima velocità del vento.

Le verifiche eseguite dal fabbricante sono state quindi effettuate per la posizione di tilt a 0 gradi, poiché la velocità del vento a questa inclinazione è massima rispetto alle altre posizioni del tracker. Il calcolo aeroelastico è stato applicato all'inclinazione di 0 gradi considerando diverse configurazioni dei coefficienti dei test in galleria del vento.

La progettazione delle campate all'interno del tracker, essendo soggette a diversi carichi del vento a seconda della loro posizione, è stata eseguita proprio sulla base dei risultati dei test effettuati in galleria del vento.

ANALISI DINAMICA (FATTORE DI AMPLIFICAZIONE DINAMICA)

CPP ha eseguito un'analisi dinamica in galleria del vento per valutare se il tracker è soggetto a risonanza a causa degli effetti del vento, come il distacco di vortici e le turbolenze di scia. La risonanza può amplificare notevolmente i carichi rispetto a quelli calcolati con un'analisi statica. Lo smorzamento del sistema gioca un ruolo cruciale nel limitare questa amplificazione. Il sistema SKYLINE ha mostrato valori di buon smorzamento, quindi è meno suscettibile a problemi di stress e rottura causati dalle vibrazioni indotte dal vento.

Le prove dinamiche in galleria del vento presentano sostanzialmente un'analisi aggiuntiva per determinare l'entità dell'amplificazione dinamica dovuta alla risonanza a cui questi sistemi possono essere soggetti a causa dell'auto-eccitazione da distacco di vortici e delle turbolenze di scia provenienti dalle file di tracker a monte. L'obiettivo è stato quello di determinare il grado in cui il carico dinamico (cioè inerziale) può amplificare i carichi che si basano sull'ipotesi di una struttura rigida. Se la frequenza naturale ridotta del sistema di supporto rientrasse in questo intervallo di distacco di vortici, il carico dinamico sarebbe notevolmente amplificato rispetto al carico statico. L'entità dell'amplificazione dipende, ovviamente, dallo smorzamento del sistema che limita la risposta risonante. Pertanto, per uno smorzamento maggiore, i coefficienti di carico dinamico saranno ridotti (il che significa minore risonanza e amplificazione dinamica). Pertanto, un sistema con uno smorzamento maggiore trarrà ovviamente beneficio da una risposta dinamica ridotta.

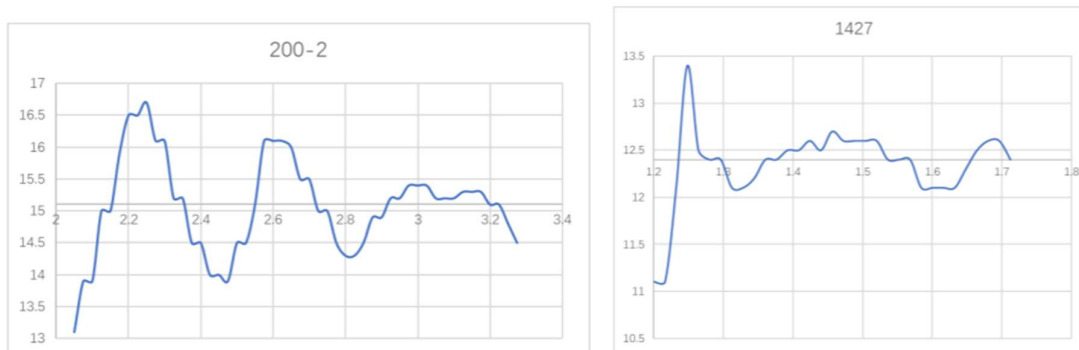


Fig. 25 - Test a rilascio improvviso per ottenere il rapporto di smorzamento nel movimento verticale e nella modalità oscillazione.

CABINE DI TRASFORMAZIONE

Utilizzando il software CSI SAFE, è stata eseguita la modellazione della fondazione, tenendo conto delle dimensioni, degli schemi e delle combinazioni di carico menzionate nei capitoli precedenti.

Di seguito vengono presentati i risultati ottenuti mediante un'analisi agli elementi finiti di

diverse situazioni.

VERIFICA DELLO SPOSTAMENTO VERTICALE

In base ai risultati del modello, sono stati ottenuti spostamenti massimi di: -11,6 mm. Questo valore ridotto è giustificato dalla rigidità della platea rispetto ai carichi applicati.

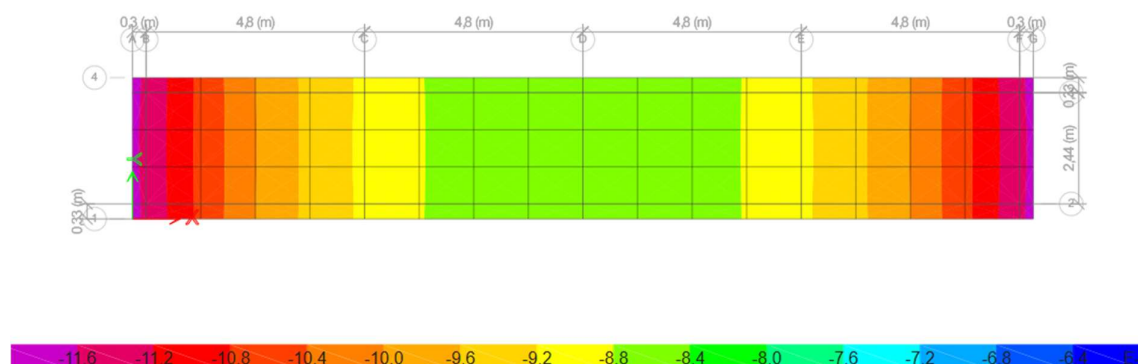


Fig. 26 - Modellazione della fondazione allo spostamento.

VERIFICA DELLA PRESSIONE AL SUOLO

Il modello ci permette di simulare le pressioni a cui è sottoposto il terreno in ton/m^2 ; in questo caso si ottiene un valore massimo dell'ordine di 2,12 ton/m^2 . In base ai parametri geotecnici forniti dallo studio geotecnico, si stima che la capacità ammissibile del terreno sia pari a circa 11 ton/m^2 .

È normale che nel terreno siano presenti sollecitazioni così basse, grazie all'ampia superficie della platea che distribuisce le sollecitazioni.

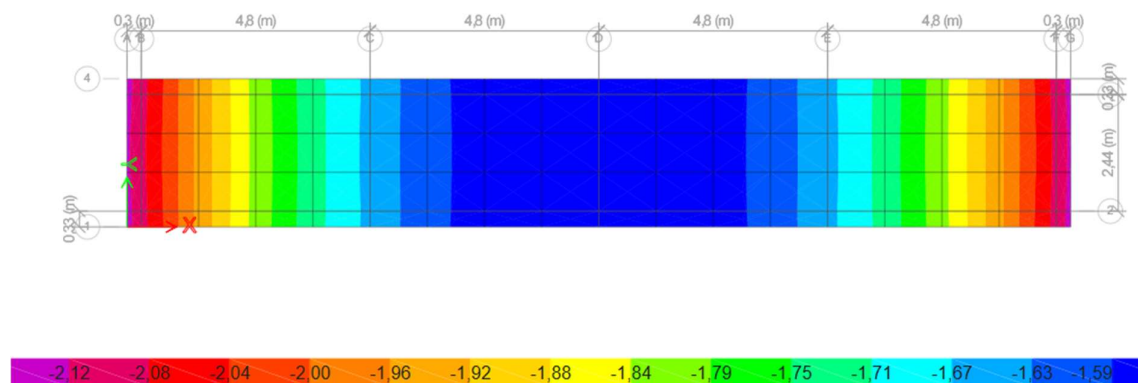


Fig. 27 - Modellazione della fondazione alla pressione al suolo.

VERIFICA DI STRESS AL TAGLIO

La sollecitazione di taglio dovuta alla sollecitazione del carico modello produce un valore massimo assoluto di 1,63 tonnellate, la platea di fondazione ha la capacità di sostenere una sollecitazione VRd:

$$VRd \geq VEd \text{ [4.1.22 NTC 2018]}$$

Dove VEd è il valore di progetto dello sforzo di taglio

$$V_{Rd} = \max \left\{ \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d \right\} \quad [4.1.23]$$

Dove

fck espresso in MPa

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

e dove:

d è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa ($\leq 0,02$) che si estende per non meno di $(l_{bd} + d)$ oltre la sezione considerata, dove l_{bd} è la lunghezza di ancoraggio;

$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c$ [MPa] è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);

b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

$$k = 1,78 \leq 2,00$$

$$v_{\min} = 0,41$$

$$\rho_1 = 0,00237$$

$$CR_{d,c} = 0,12 \leq 4,90334$$

$$V_{Rd} = 1063362,27 \text{ N} \approx 1063,36 \text{ Ton}$$

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$
$$1063,36 \text{ Ton} \geq 1,63 \text{ Ton}$$

Si conclude quindi che la struttura è ben lontana dal cedere sotto questa sollecitazione.

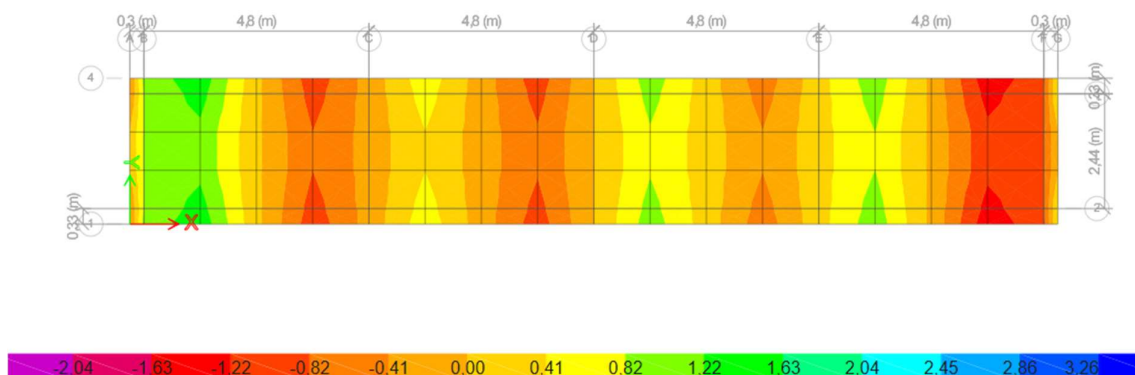


Fig. 28 - Modellazione della fondazione allo stress di taglio.

VERIFICA DELLA FLESSIONE

Si analizzano i momenti massimi assoluti presentati nel modello in entrambe le direzioni X e Y.

Per la direzione X si ottiene un momento massimo assoluto di 3,06 t.m, mentre per la direzione Y si ottiene un momento massimo assoluto di 1,07 t.m.

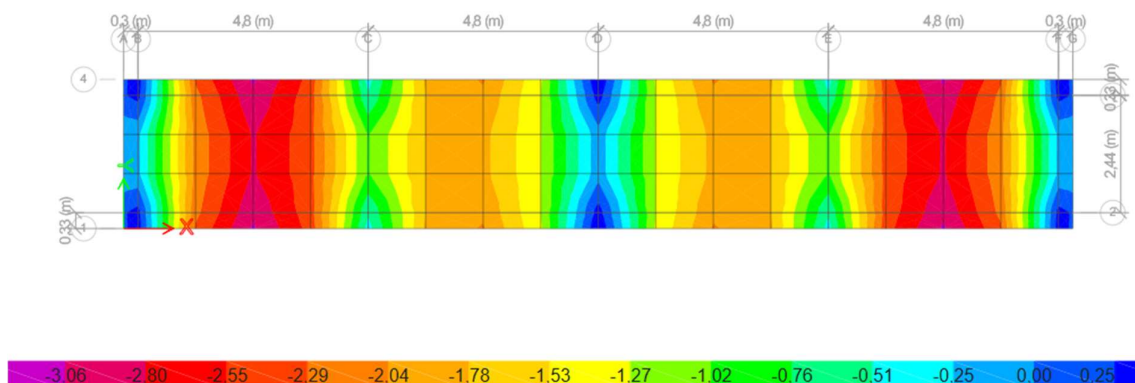


Fig. 29 - Modellazione della fondazione alla flessione in direzione X.

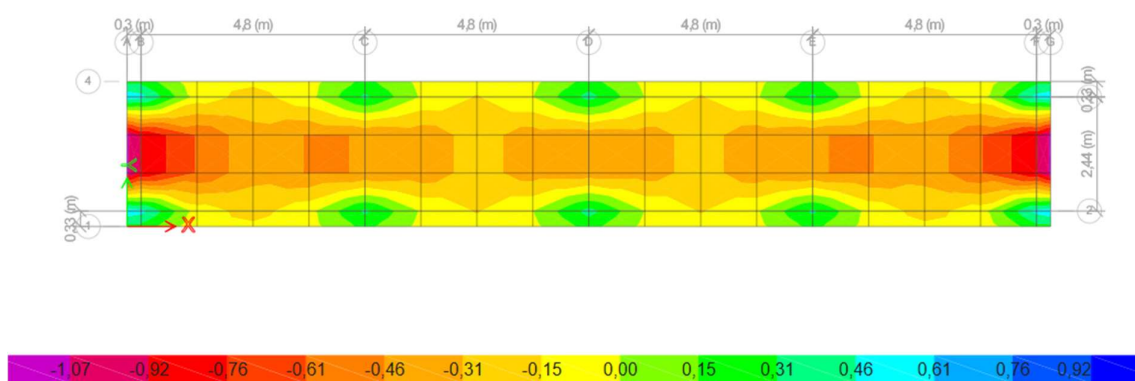


Fig. 30 - Modellazione della fondazione alla flessione in direzione Y.

A continuazione si usa un modello degli elementi finiti per definire l'area d'acciaio richiesta, le strisce progettuali ci indicano il rinforzo necessario in una determinata larghezza, per questo settore è stata presa come larghezza la posizione critica della cabina e la sua quantità è stata estrapolata al resto della platea.

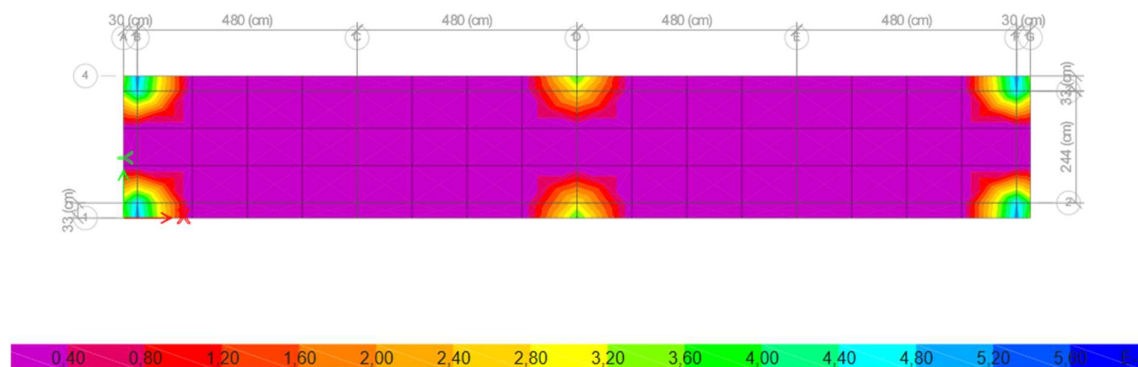


Fig. 31 - Quantità di acciaio necessaria in direzione X

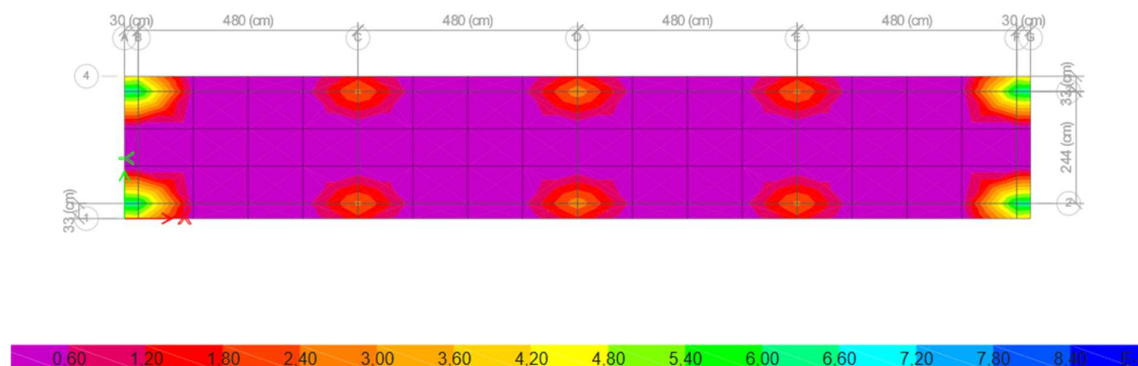


Fig. 32 - Quantità di acciaio necessaria in direzione Y

In base ai dati del modello, sono necessarie una quantità massima di acciaio del 0,0084 cm²/cm. Di seguito si verifica la distanza richiesta per le barre da 14 mm, deve essere:

$$S_{max} = \frac{A_b \cdot 100}{A_s} = \frac{1,54 \text{ cm}^2 \times 100,0 \text{ cm/m}}{0,84 \text{ cm}^2/\text{m}} = 183,33 \text{ cm}$$

Esaminando l'acciaio minimo abbiamo un'area minima di:

$$A_{S(max)} = \rho_{min} \cdot b \cdot h = 0,0018 \times 40,0 \text{ cm} \times 100,0 \text{ cm/m} = 7,2 \text{ cm}^2/\text{m}$$

L'acciaio per la quantità minima è superiore a quanto richiesto, quindi utilizziamo l'acciaio minimo. Per una distanza di 20 cm abbiamo che la quantità utilizzata sarà:

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

$$\rho = \frac{1,54 \text{ cm}^2 \times 5,0 \text{ cm}}{100,0 \text{ cm}^2/\text{m} \times 32,5 \text{ cm}} = 0,00237 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\rho = 0,00237 \sim 0,237\%$$

$$\rho > \rho_{min}$$

Questo valore soddisfa i requisiti di flessione e la quantità minima di acciaio necessaria.

CABINA DI RICEZIONE E CONTROLLO

Utilizzando il software CSI SAFE, è stata eseguita la modellazione della fondazione, tenendo conto delle dimensioni, degli schemi e delle combinazioni di carico menzionate nei capitoli precedenti.

Di seguito vengono presentati i risultati ottenuti mediante un'analisi agli elementi finiti di diverse situazioni.

VERIFICA DELLO SPOSTAMENTO VERTICALE

In base ai risultati del modello, sono stati ottenuti spostamenti massimi di: -17,6 mm.

Questo valore ridotto è giustificato dalla rigidità della platea rispetto ai carichi applicati.

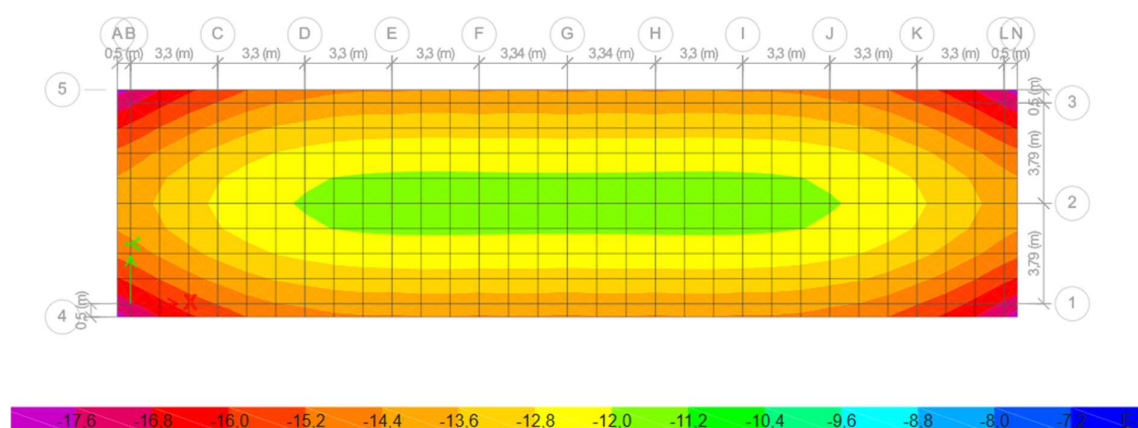


Fig. 33 - Modellazione della fondazione allo spostamento.

VERIFICA DELLA PRESSIONE AL SUOLO

Il modello ci permette di simulare le pressioni a cui è sottoposto il terreno in ton/m²; in questo caso si ottiene un valore massimo dell'ordine di 3,18 ton/m². In base ai parametri geotecnici forniti dallo studio geotecnico, si stima che la capacità ammissibile del terreno sia pari a circa 11 ton/m².

È normale che nel terreno siano presenti sollecitazioni così basse, grazie all'ampia superficie della platea che distribuisce le sollecitazioni.

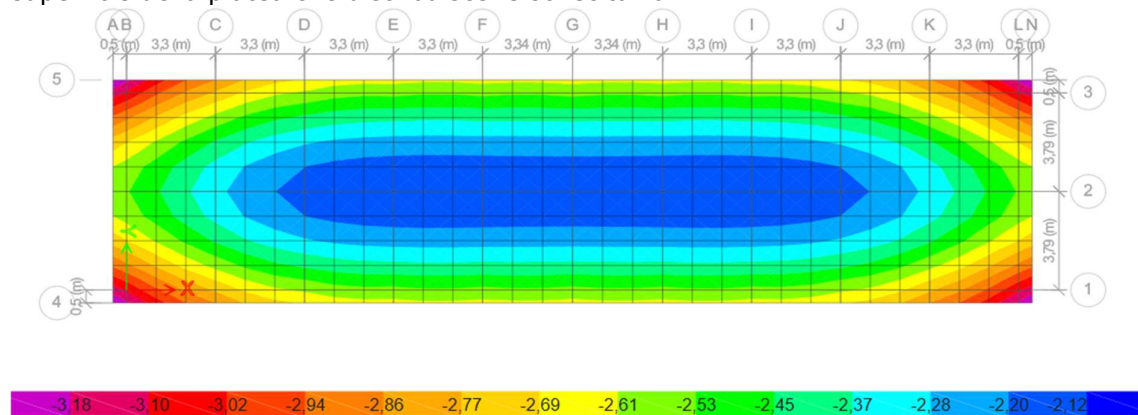


Fig. 34 - Modellazione della fondazione alla pressione al suolo.

VERIFICA DI STRESS AL TAGLIO

La sollecitazione di taglio dovuta alla sollecitazione del carico modello produce un valore massimo assoluto di 5,10 tonnellate, la platea di fondazione ha la capacità di sostenere una sollecitazione VRd:

$$k = 1,78 \leq 2,00$$

$$V_{min} = 0,41$$

$$\rho_1 = 0,00237$$

$$CR_{d,c} = 0,12 \leq 4,90334$$

$$V_{Rd} = 350284,04 \text{ N} \approx 350,28 \text{ Ton}$$

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

$$350,28 \text{ Ton} \geq 5,10 \text{ Ton}$$

Si conclude quindi che la struttura è ben lontana dal cedere sotto questa sollecitazione.

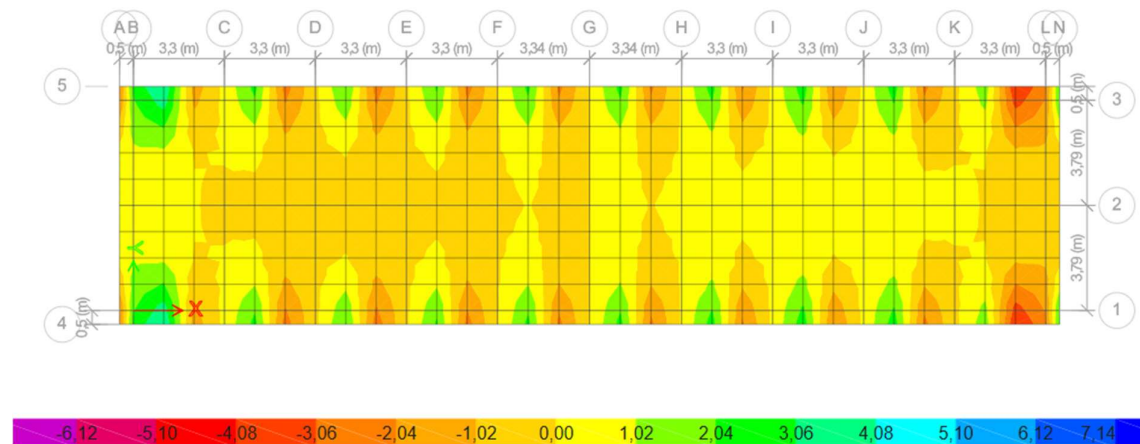


Fig. 35 - Modellazione della fondazione allo stress di taglio.

VERIFICA DELLA FLESSIONE

Si analizzano i momenti massimi assoluti presentati nel modello in entrambe le direzioni X e Y.

Per la direzione X si ottiene un momento massimo assoluto di 4,28 Ton*m, mentre per la direzione Y si ottiene un momento massimo assoluto di 11 Ton*m.

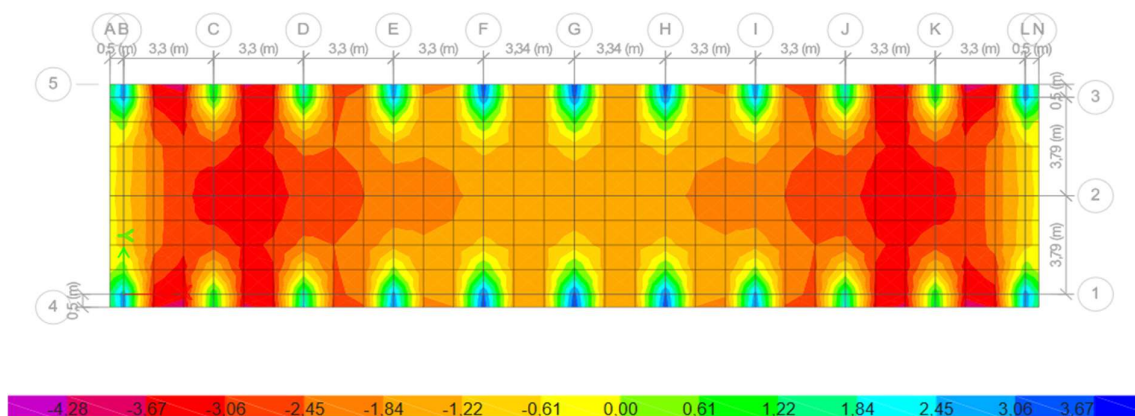


Fig. 36 - Modellazione della fondazione alla flessione in direzione X.

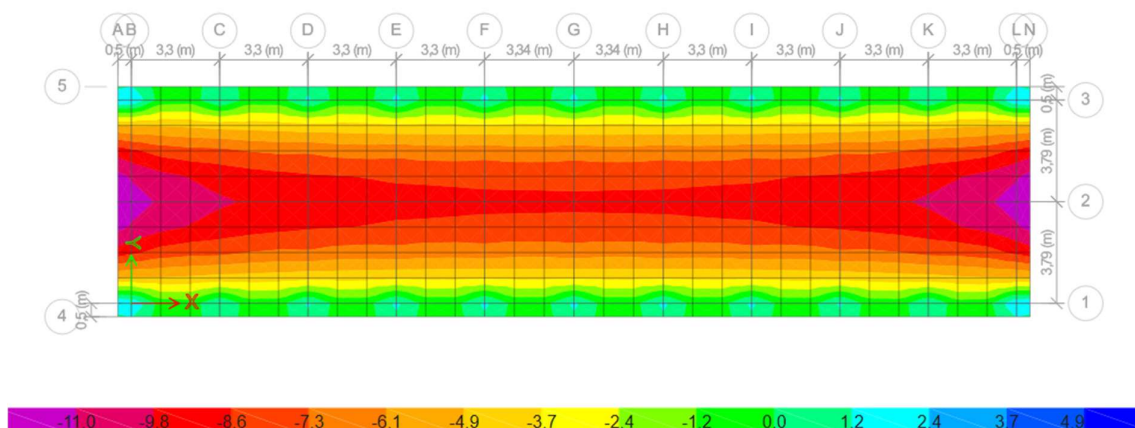


Fig. 37 - Modellazione della fondazione alla flessione in direzione Y.

A continuazione si usa un modello degli elementi finiti per definire l'area d'acciaio richiesta, le strisce progettuali ci indicano il rinforzo necessario in una determinata larghezza, per questo settore è stata presa come larghezza la posizione critica della cabina e la sua quantità è stata estrapolata al resto della platea.

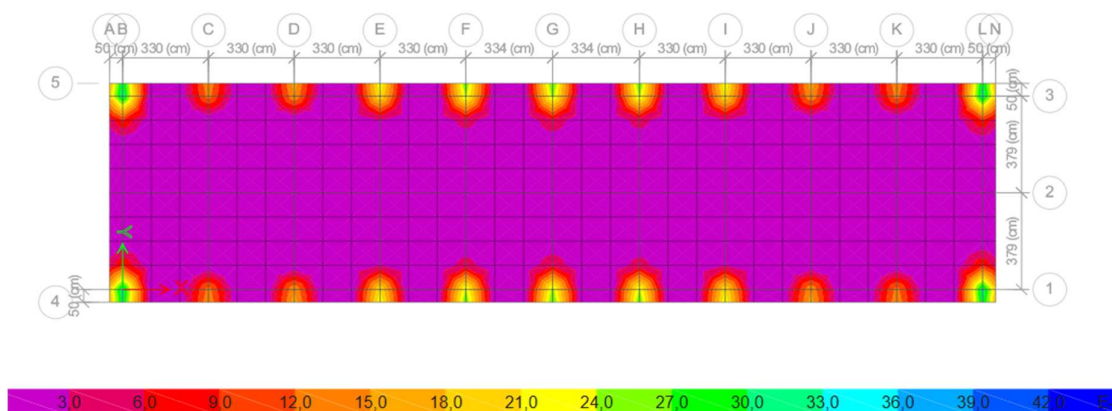


Fig. 38 - Quantità di acciaio necessaria in direzione X.

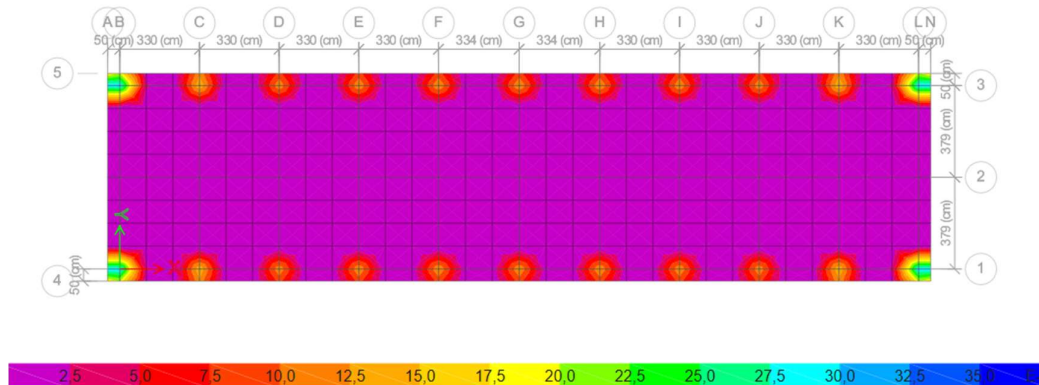


Fig. 39 - Quantità di acciaio necessaria in direzione Y.

In base ai dati del modello, sono necessarie una quantità massima di acciaio del 0,042 cm²/cm. Di seguito si verifica la distanza richiesta per le barre da 14 mm, deve essere:

$$S_{max} = \frac{A_b \cdot 100}{A_s} = \frac{1,54 \text{ cm}^2 \times 100,0 \text{ cm/m}}{4,20 \text{ cm}^2/\text{m}} = 36,67 \text{ cm}$$

Esaminando l'acciaio minimo abbiamo un'area minima di:

$$A_{s(max)} = \rho_{min} \cdot b \cdot h = 0,0018 \times 40,0 \text{ cm} \times 100,0 \text{ cm/m} = 7,2 \text{ cm}^2/\text{m}$$

L'acciaio per la quantità minima è superiore a quanto richiesto, quindi utilizziamo l'acciaio minimo. Per una distanza di 20 cm abbiamo che la quantità utilizzata sarà:

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

$$\rho = \frac{1,54 \text{ cm}^2 \times 5,0 \text{ cm}}{100,0 \text{ cm}^2/\text{m} \times 32,5 \text{ cm}} = 0,00237 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\rho = 0,00237 \sim 0,237\%$$

$$\rho > \rho_{min}$$

Questo valore soddisfa i requisiti di flessione e la quantità minima di acciaio necessaria.

CONTAINER BESS

Utilizzando il software CSI SAFE, è stata eseguita la modellazione della fondazione, tenendo conto delle dimensioni, degli schemi e delle combinazioni di carico menzionate nei capitoli precedenti.

Di seguito vengono presentati i risultati ottenuti mediante un'analisi agli elementi finiti di diverse situazioni.

VERIFICA DELLO SPOSTAMENTO VERTICALE

In base ai risultati del modello, sono stati ottenuti spostamenti massimi di: -18,6 mm.

Questo valore ridotto è giustificato dalla rigidità della platea rispetto ai carichi applicati.

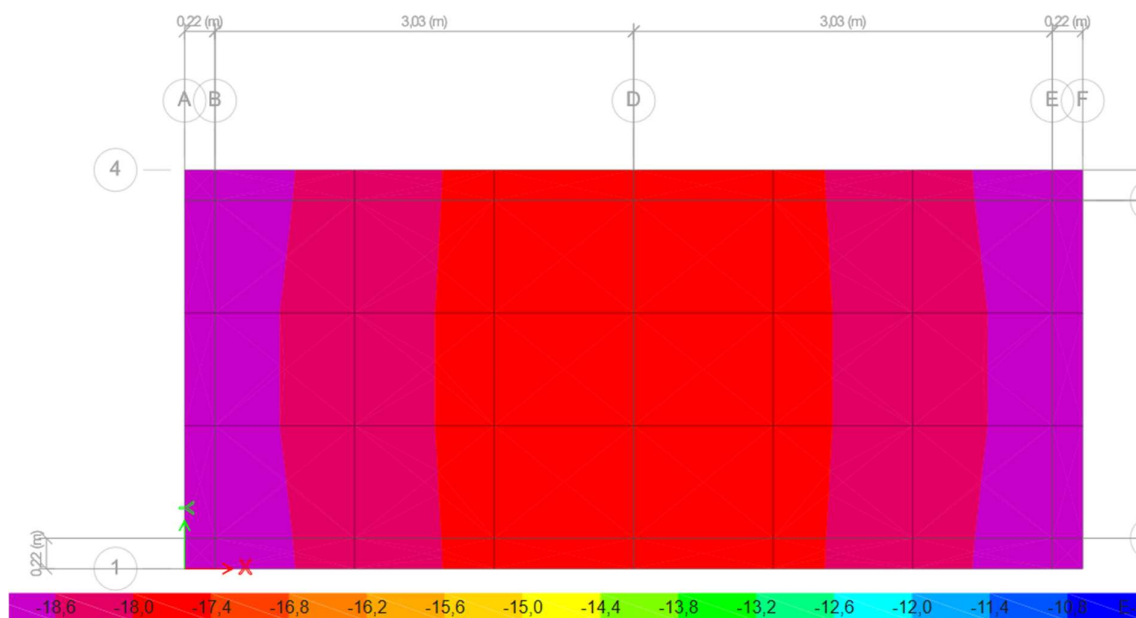


Fig. 40 - Modellazione della fondazione allo spostamento.

VERIFICA DELLA PRESSIONE AL SUOLO

Il modello ci permette di simulare le pressioni a cui è sottoposto il terreno in ton/m²; in questo caso si ottiene un valore massimo dell'ordine di 3,49 ton/m². In base ai parametri geotecnici forniti dallo studio geotecnico, si stima che la capacità ammissibile del terreno sia pari a circa 11 ton/m².

È normale che nel terreno siano presenti sollecitazioni così basse, grazie all'ampia superficie della platea che distribuisce le sollecitazioni.

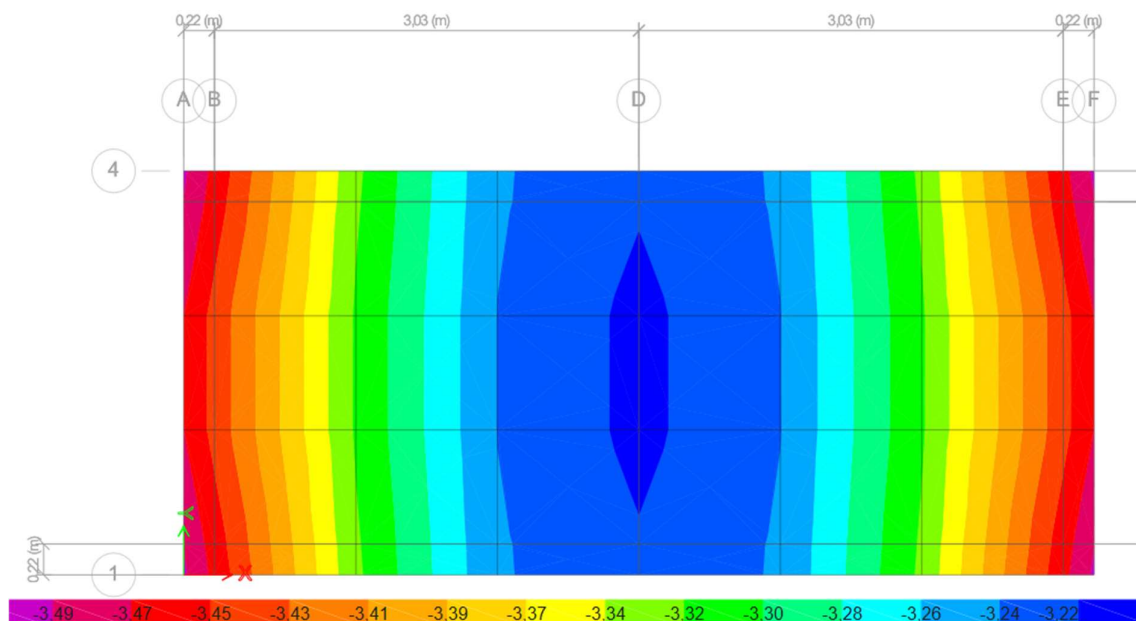


Fig. 41 - Modellazione della fondazione alla pressione al suolo.

VERIFICA DI STRESS AL TAGLIO

La sollecitazione di taglio dovuta alla sollecitazione del carico modello produce un valore massimo assoluto di 4,89 tonnellate, la platea di fondazione ha la capacità di sostenere una sollecitazione VRd:

$$k = 1,78 \leq 2,00$$

$$V_{min} = 0,41$$

$$\rho_1 = 0,00237$$

$$CR_{d,c} = 0,12 \leq 4,90334$$

$$V_{Rd} = 350284,04 \text{ N} \approx 350,28 \text{ Ton}$$

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

$$350,28 \text{ Ton} \geq 4,89 \text{ Ton}$$

Si conclude quindi che la struttura è ben lontana dal cedere sotto questa sollecitazione.

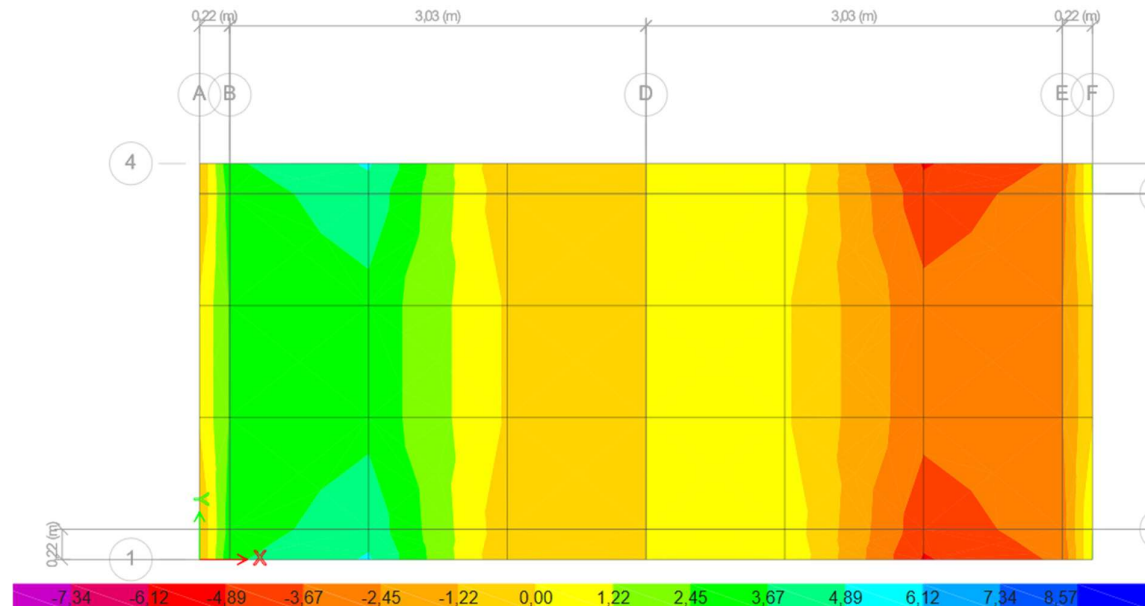


Fig. 42 - Modellazione della fondazione allo stress di taglio.

VERIFICA DELLA FLESSIONE

Si analizzano i momenti massimi assoluti presentati nel modello in entrambe le direzioni X e Y.

Per la direzione X si ottiene un momento massimo assoluto di 8,16 Ton*m, mentre per la direzione Y si ottiene un momento massimo assoluto di 4,08 Ton*m.

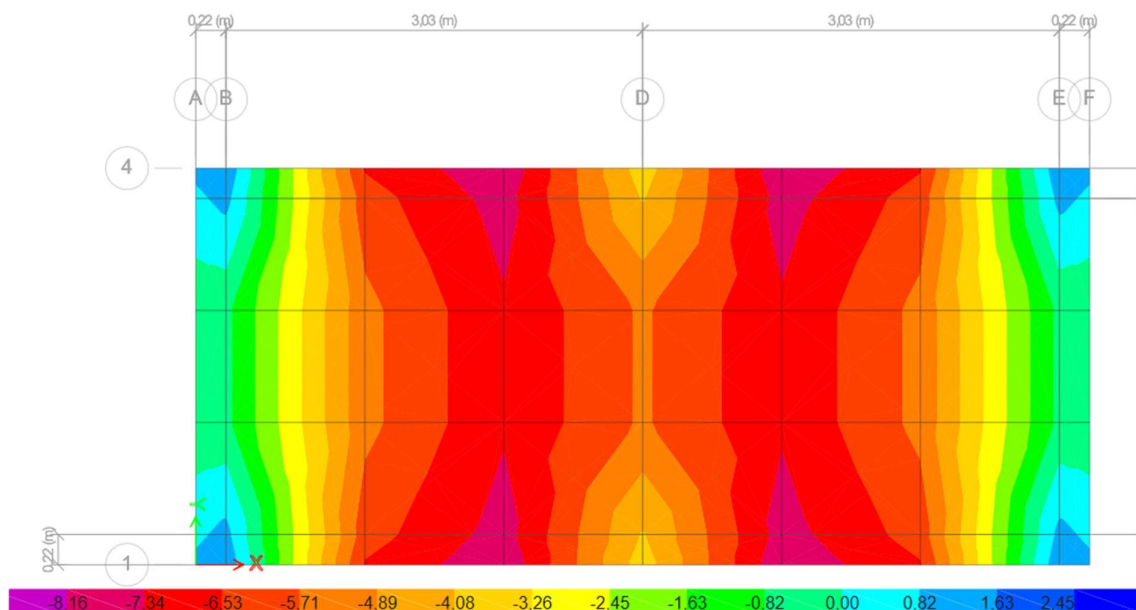


Fig. 43 - Modellazione della fondazione alla flessione in direzione X.

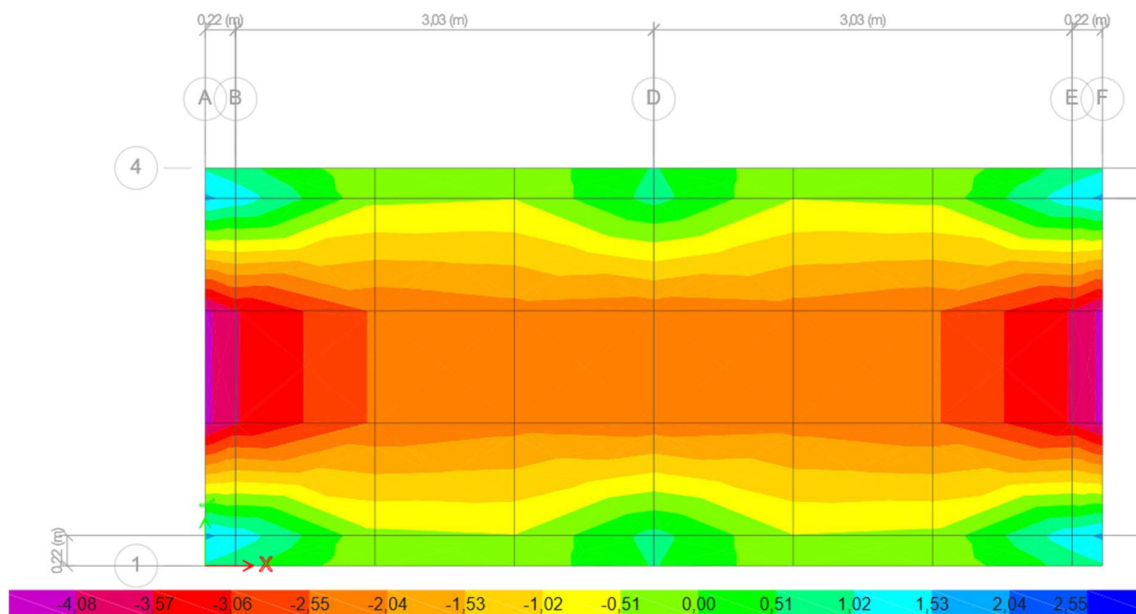


Fig. 44 - Modellazione della fondazione alla flessione in direzione Y.

Di seguito si usa un modello degli elementi finiti per definire l'area d'acciaio richiesta, le strisce progettuali ci indicano il rinforzo necessario in una determinata larghezza, per questo settore è stata presa come larghezza la posizione critica della cabina e la sua quantità è stata estrapolata al resto della platea.

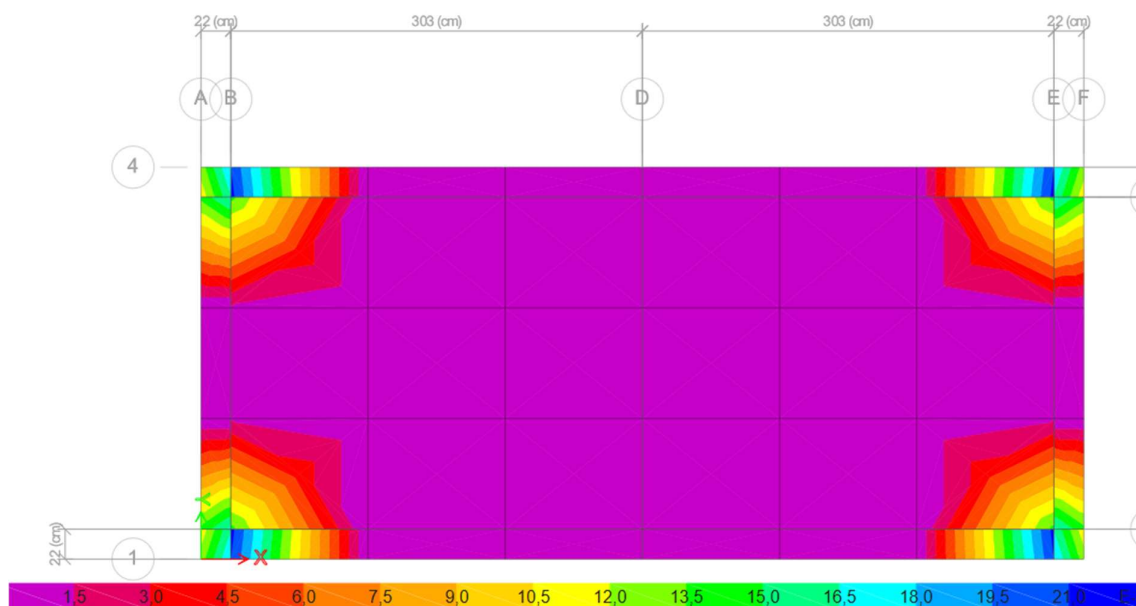


Fig. 45 - Quantità di acciaio necessaria in direzione X

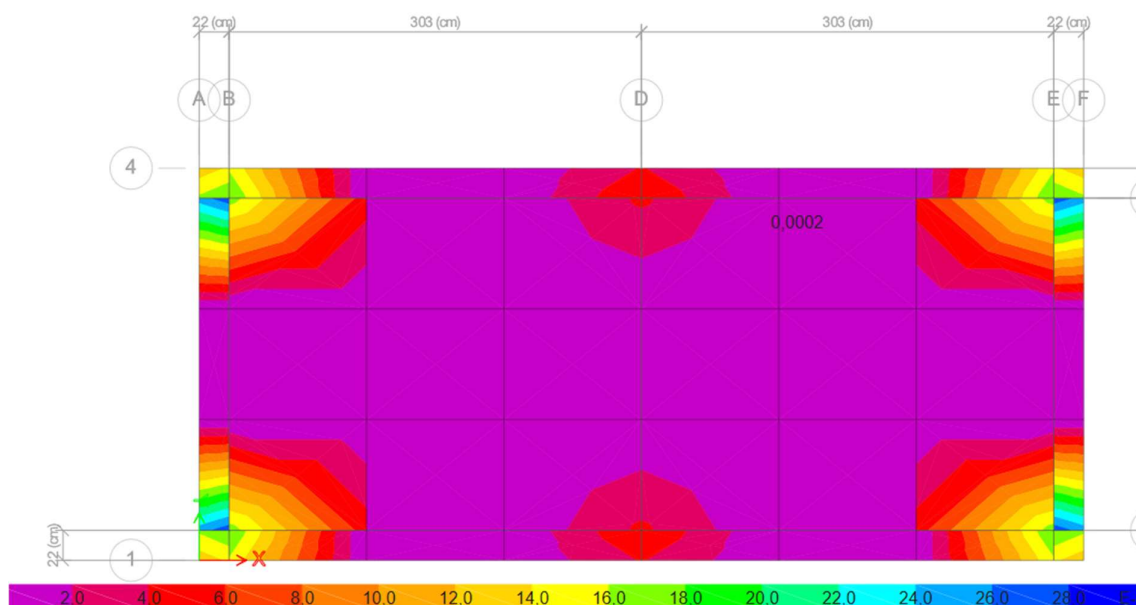


Fig. 46 - Quantità di acciaio necessaria in direzione Y

In base ai dati del modello, sono necessarie una quantità massima di acciaio del 0,028 cm²/cm. Di seguito si verifica la distanza richiesta per le barre da 14 mm, deve essere:

$$S_{max} = \frac{A_b \cdot 100}{A_s} = \frac{1,54 \text{ cm}^2 \times 100,0 \text{ cm/m}}{2,80 \text{ cm}^2/\text{m}} = 55,00 \text{ cm}$$

Esaminando l'acciaio minimo abbiamo un'area minima di:

$$A_{S(max)} = \rho_{min} \cdot b \cdot h = 0,0018 \times 40,0 \text{ cm} \times 100,0 \text{ cm/m} = 7,2 \text{ cm}^2/\text{m}$$

L'acciaio per la quantità minima è superiore a quanto richiesto, quindi utilizziamo l'acciaio minimo. Per una distanza di 20 cm abbiamo che la quantità utilizzata sarà:

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

$$\rho = \frac{1,54 \text{ cm}^2 \times 5,0 \text{ cm}}{100,0 \text{ cm}^2/\text{m} \times 32,5 \text{ cm}} = 0,00237 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\rho = 0,00237 \sim 0,237\%$$

$$\rho > \rho_{min}$$

Questo valore soddisfa i requisiti di flessione e la quantità minima di acciaio necessaria.

CABINE DI STOCCAGGIO

Utilizzando il software CSI SAFE, è stata eseguita la modellazione della fondazione, tenendo conto delle dimensioni, degli schemi e delle combinazioni di carico menzionate nei capitoli precedenti.

Di seguito vengono presentati i risultati ottenuti mediante un'analisi agli elementi finiti di diverse situazioni.

VERIFICA DELLO SPOSTAMENTO VERTICALE

In base ai risultati del modello, sono stati ottenuti spostamenti massimi di: -15,6 mm.

Questo valore ridotto è giustificato dalla rigidità della platea rispetto ai carichi applicati.

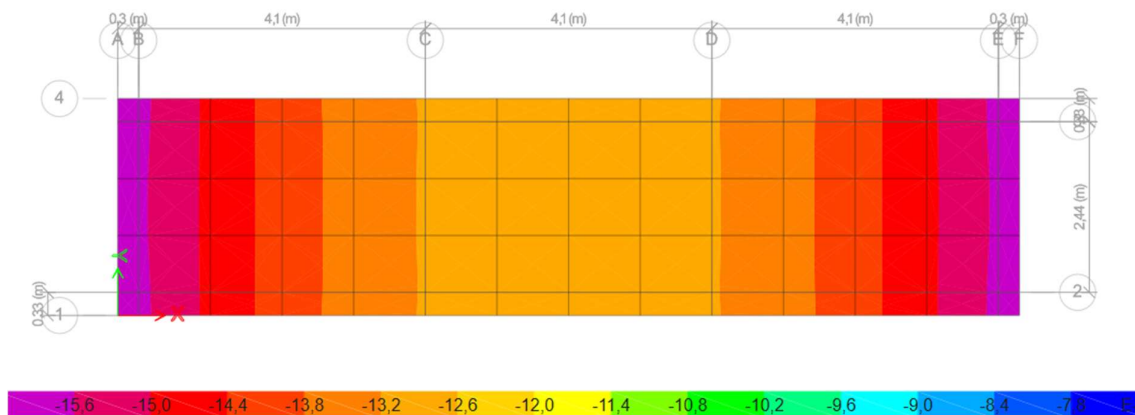


Fig. 47 - Modellazione della fondazione allo spostamento

VERIFICA DELLA PRESSIONE AL SUOLO

Il modello ci permette di simulare le pressioni a cui è sottoposto il terreno in ton/m²; in questo caso si ottiene un valore massimo dell'ordine di 2,91 ton/m². In base ai parametri geotecnici forniti dallo studio geotecnico, si stima che la capacità ammissibile del terreno sia pari a circa 11 ton/m².

È normale che nel terreno siano presenti sollecitazioni così basse, grazie all'ampia superficie della platea che distribuisce le sollecitazioni.

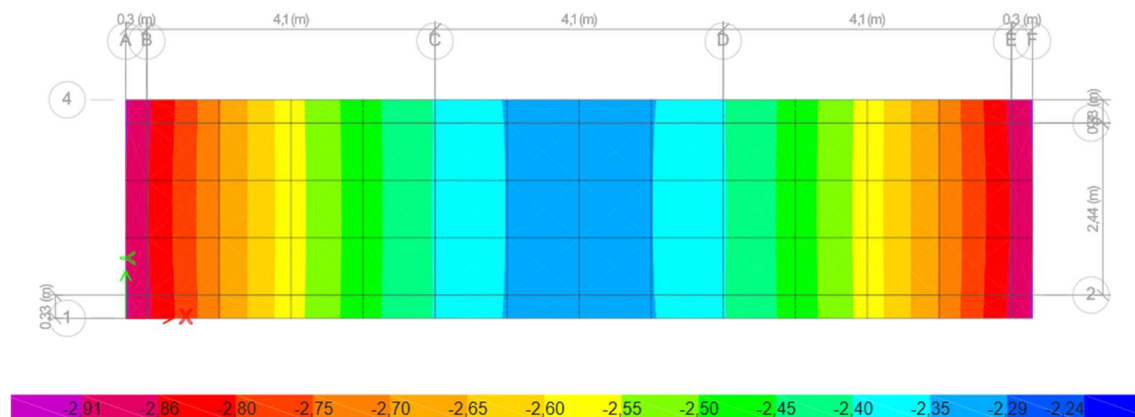


Fig. 48 - Modellazione della fondazione alla pressione al suolo

VERIFICA DI STRESS AL TAGLIO

La sollecitazione di taglio dovuta alla sollecitazione del carico modello produce un valore massimo assoluto di 3,06 tonnellate, la platea di fondazione ha la capacità di sostenere una sollecitazione VRd:

$$k = 1,78 \leq 2,00$$

$$V_{min} = 0,41$$

$$\rho_1 = 0,00237$$

$$CR_{d,c} = 0,12 \leq 4,90334$$

$$V_{Rd} = 517919,98 \text{ N} \approx 517,92 \text{ Ton}$$

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

$$517,92 \text{ Ton} \geq 3,06 \text{ Ton}$$

Si conclude quindi che la struttura è ben lontana dal cedere sotto questa sollecitazione.

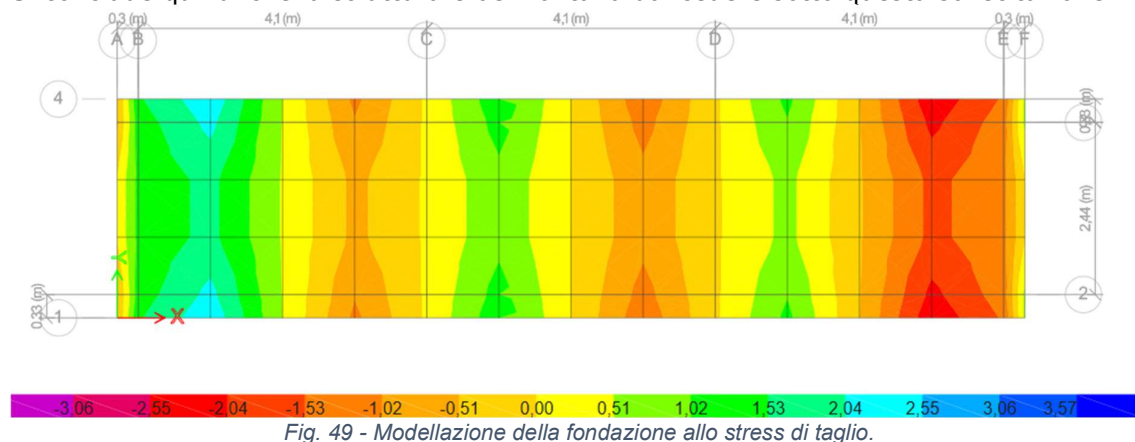


Fig. 49 - Modellazione della fondazione allo stress di taglio.

VERIFICA DELLA FLESSIONE

Si analizzano i momenti massimi assoluti presentati nel modello in entrambe le direzioni X e Y.

Per la direzione X si ottiene un momento massimo assoluto di 4,49 Ton*m, mentre per la direzione Y si ottiene un momento massimo assoluto di 1,43 Ton*m.

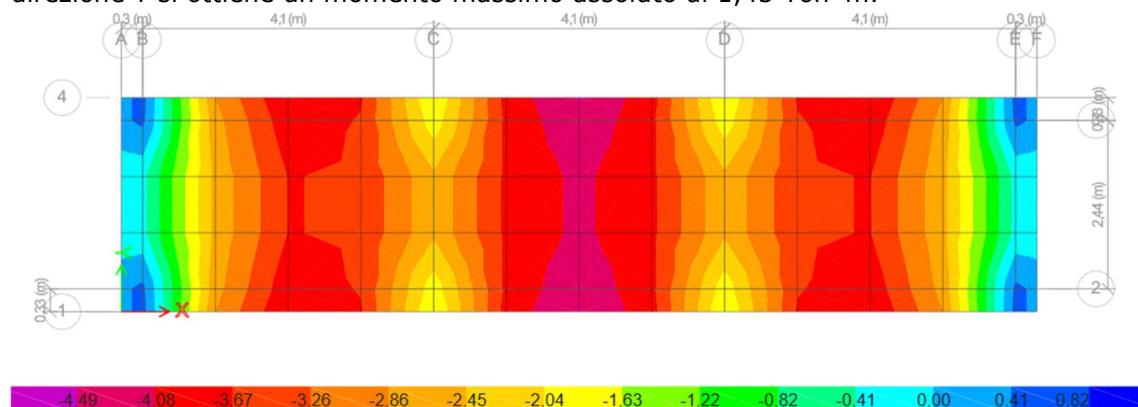


Fig. 50 - Modellazione della fondazione alla flessione in direzione X.

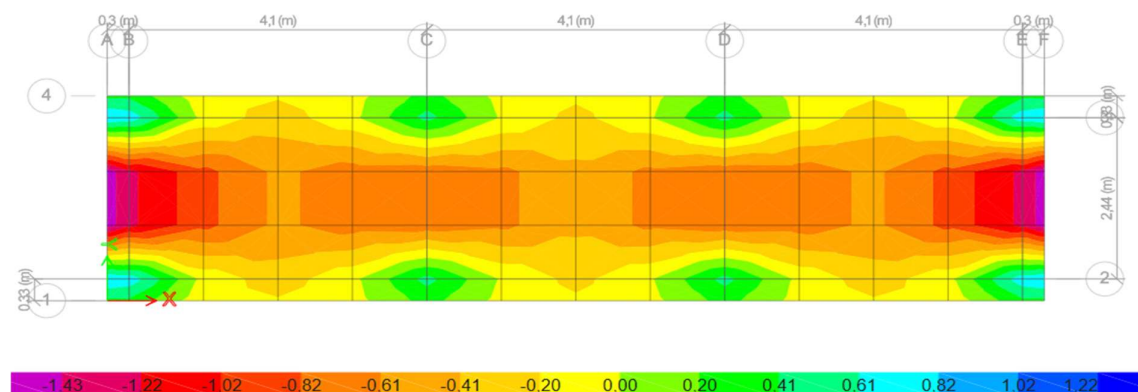


Fig. 51 - Modellazione della fondazione alla flessione in direzione Y.

A continuazione si usa un modello degli elementi finiti per definire l'area d'acciaio richiesta, le strisce progettuali ci indicano il rinforzo necessario in una determinata larghezza, per questo settore è stata presa come larghezza la posizione critica della cabina e la sua quantità è stata estrapolata al resto della platea.

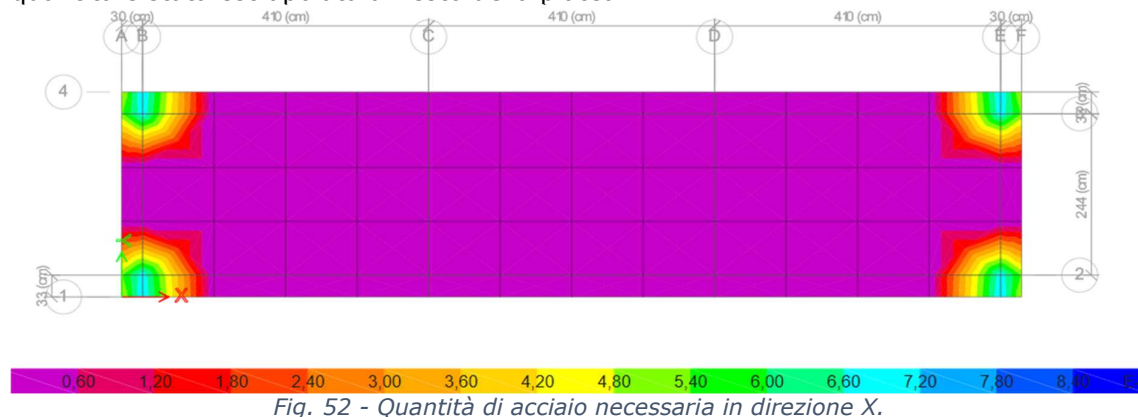


Fig. 52 - Quantità di acciaio necessaria in direzione X.

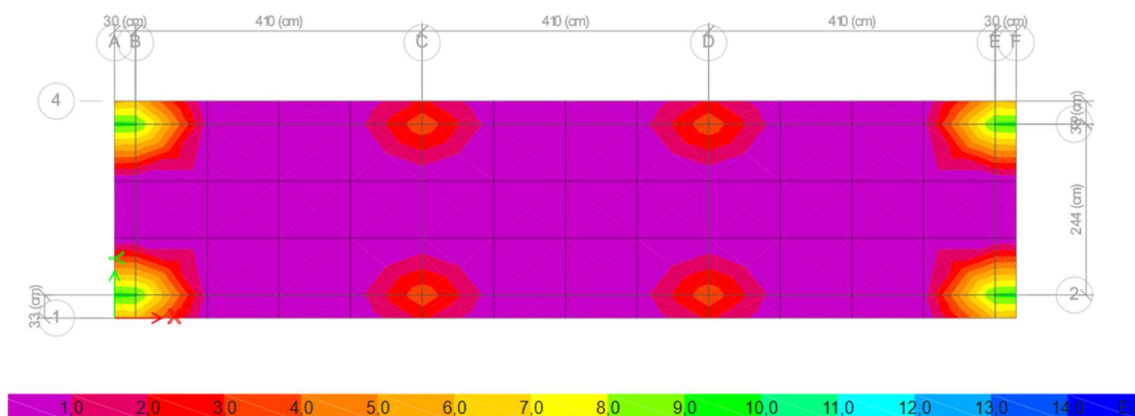


Fig. 53 - Quantità di acciaio necessaria in direzione Y.

In base ai dati del modello, sono necessarie una quantità massima di acciaio del 0,010 cm²/cm. Di seguito si verifica la distanza richiesta per le barre da 14 mm, deve essere:

$$S_{max} = \frac{A_b \cdot 100}{A_s} = \frac{1,54 \text{ cm}^2 \times 100,0 \text{ cm/m}}{1,00 \text{ cm}^2/\text{m}} = 154,00 \text{ cm}$$

Esaminando l'acciaio minimo abbiamo un'area minima di:

$$A_{S(max)} = \rho_{min} \cdot b \cdot h = 0,0018 \times 40,0 \text{ cm} \times 100,0 \text{ cm/m} = 7,2 \text{ cm}^2/\text{m}$$

L'acciaio per la quantità minima è superiore a quanto richiesto, quindi utilizziamo l'acciaio minimo. Per una distanza di 20 cm abbiamo che la quantità utilizzata sarà:

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

$$\rho = \frac{1,54 \text{ cm}^2 \times 5,0 \text{ cm}}{100,0 \text{ cm}^2/\text{m} \times 32,5 \text{ cm}} = 0,00237 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\rho = 0,00237 \sim 0,237\%$$

$$\rho > \rho_{min}$$

Questo valore soddisfa i requisiti di flessione e la quantità minima di acciaio necessaria.

PCS MT/BT

Utilizzando il software CSI SAFE, è stata eseguita la modellazione della fondazione, tenendo conto delle dimensioni, degli schemi e delle combinazioni di carico menzionate nei capitoli precedenti.

Di seguito vengono presentati i risultati ottenuti mediante un'analisi agli elementi finiti di diverse situazioni.

VERIFICA DELLO SPOSTAMENTO VERTICALE

In base ai risultati del modello, sono stati ottenuti spostamenti massimi di: -11,7 mm.
Questo valore ridotto è giustificato dalla rigidità della platea rispetto ai carichi applicati.

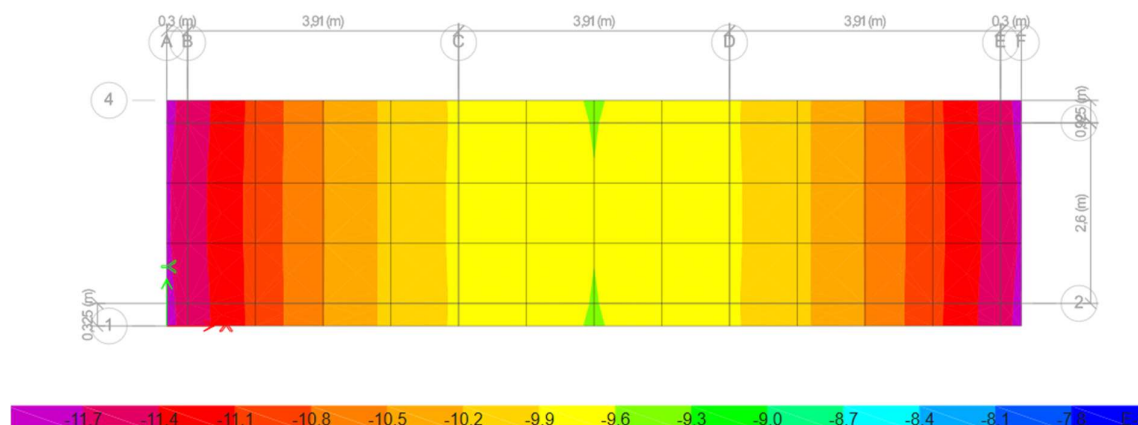


Fig. 54 - Modellazione della fondazione allo spostamento.

VERIFICA DELLA PRESSIONE AL SUOLO

Il modello ci permette di simulare le pressioni a cui è sottoposto il terreno in ton/m^2 ; in questo caso si ottiene un valore massimo dell'ordine di $1,3 \text{ ton/m}^2$. In base ai parametri geotecnici forniti dallo studio geotecnico, si stima che la capacità ammissibile del terreno sia pari a circa 11 ton/m^2 .

È normale che nel terreno siano presenti sollecitazioni così basse, grazie all'ampia superficie della platea che distribuisce le sollecitazioni.

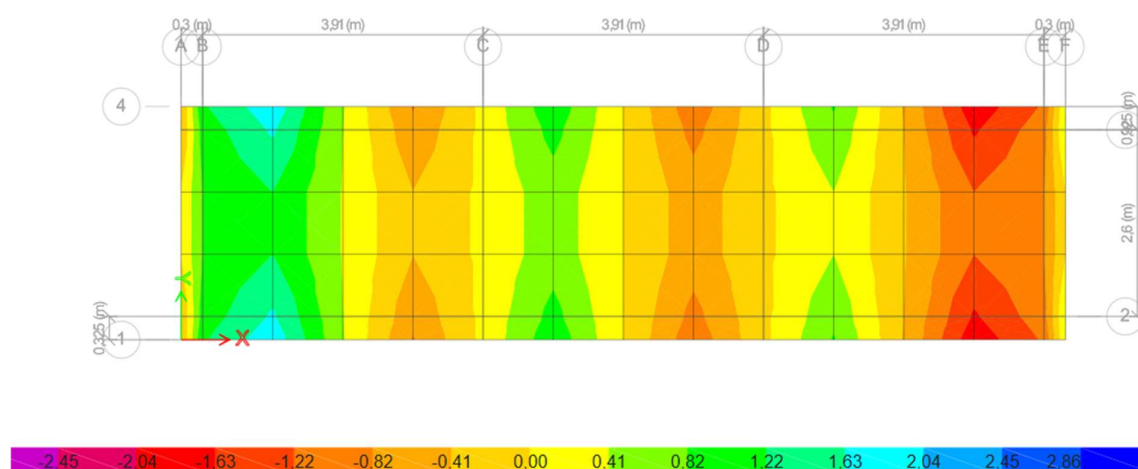


Fig. 55 - Modellazione della fondazione alla pressione al suolo.

VERIFICA DI STRESS AL TAGLIO

La sollecitazione di taglio dovuta alla sollecitazione del carico modello produce un valore massimo assoluto di 2,04 tonnellate, la platea di fondazione ha la capacità di sostenere una sollecitazione V_{Rd} :

$$k = 1,78 \leq 2,00$$

$$V_{min} = 0,41$$

$$\rho_1 = 0,00237$$

$$CR_{d,c} = 0,12 \leq 4,90334$$

$$V_{Rd} = 813159,38 \text{ N} \approx 813,16 \text{ Ton}$$

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

$$813,16 \text{ Ton} \geq 2,04 \text{ Ton}$$

Si conclude quindi che la struttura è ben lontana dal cedere sotto questa sollecitazione.

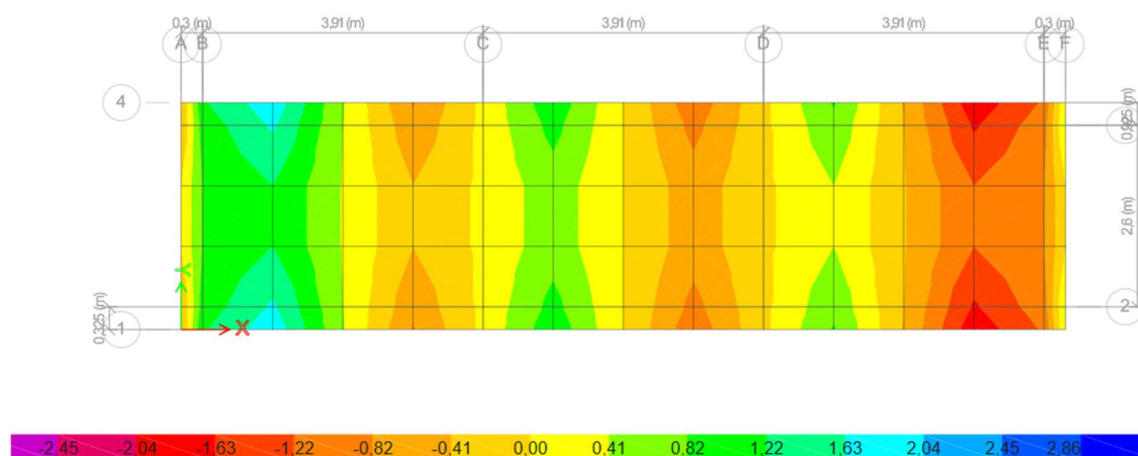


Fig. 56 - Modellazione della fondazione allo stress di taglio.

VERIFICA DELLA FLESSIONE

Si analizzano i momenti massimi assoluti presentati nel modello in entrambe le direzioni X e Y.

Per la direzione X si ottiene un momento massimo assoluto di 3,37 t.m, mentre per la direzione Y si ottiene un momento massimo assoluto di 1,22 t.m.

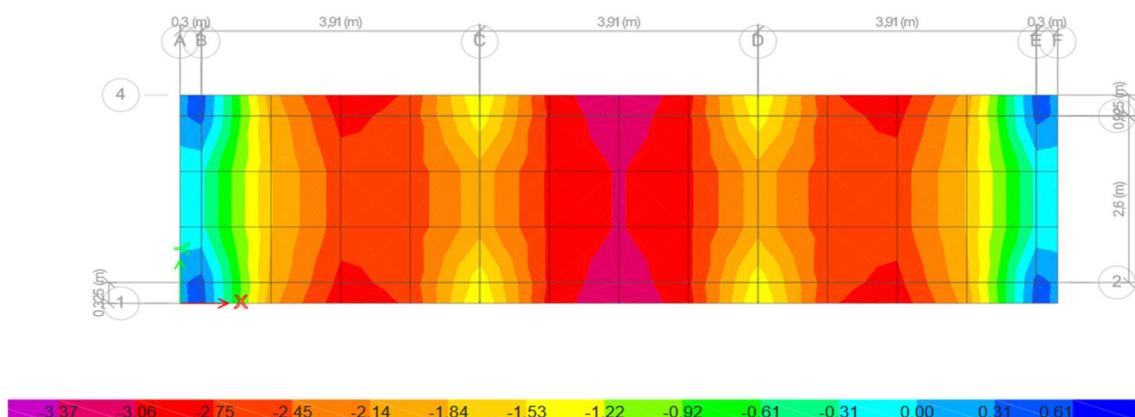


Fig. 57 - Modellazione della fondazione alla flessione in direzione X.

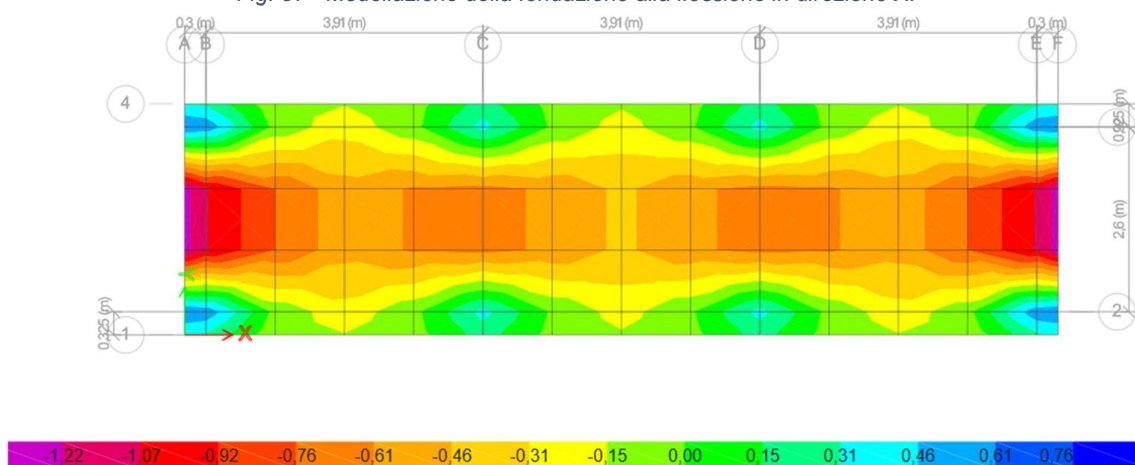


Fig. 58 - Modellazione della fondazione alla flessione in direzione Y.

A continuazione si usa un modello degli elementi finiti per definire l'area d'acciaio richiesta, le strisce progettuali ci indicano il rinforzo necessario in una determinata larghezza, per questo settore è stata presa come larghezza la posizione critica della cabina e la sua quantità è stata estrapolata al resto della platea.

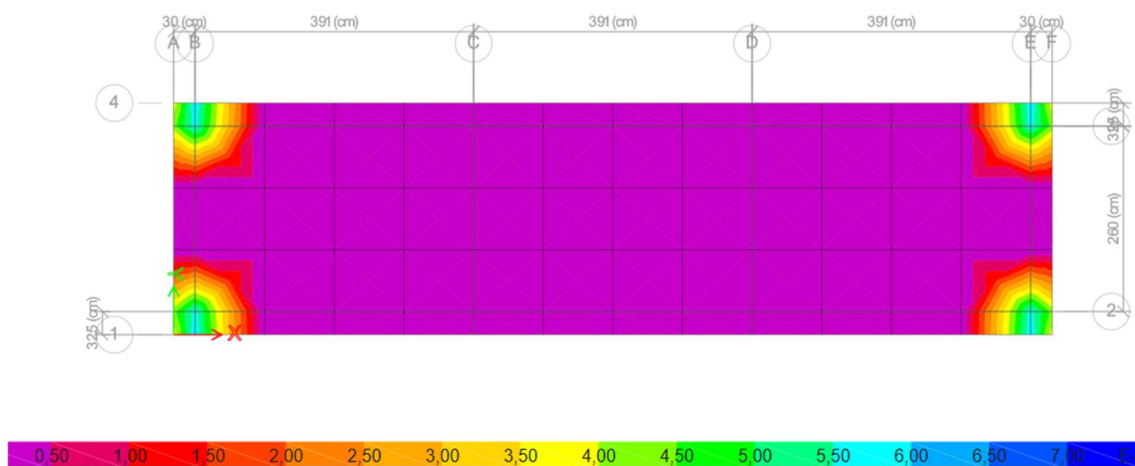


Fig. 59 - Quantità di acciaio necessaria in direzione X.

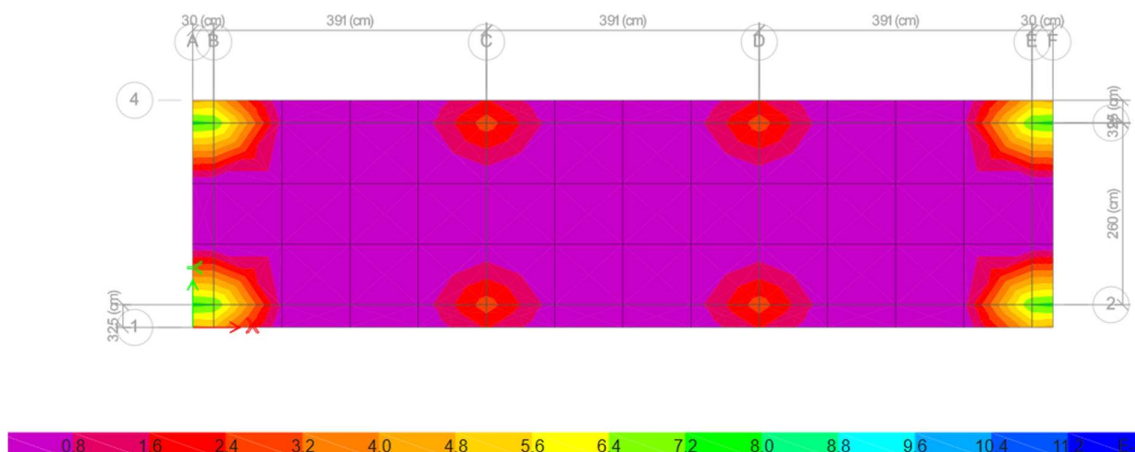


Fig. 60 - Quantità di acciaio necessaria in direzione Y.

In base ai dati del modello, sono necessarie una quantità massima di acciaio del 0,0112 cm²/cm. Di seguito si verifica la distanza richiesta per le barre da 14 mm, deve essere:

$$S_{max} = \frac{A_b \cdot 100}{A_s} = \frac{1,54 \text{ cm}^2 \times 100,0 \text{ cm/m}}{1,12 \text{ cm}^2/\text{m}} = 137,50 \text{ cm}$$

Esaminando l'acciaio minimo abbiamo un'area minima di:

$$A_{s(max)} = \rho_{min} \cdot b \cdot h = 0,0018 \times 40,0 \text{ cm} \times 100,0 \text{ cm/m} = 7,2 \text{ cm}^2/\text{m}$$

L'acciaio per la quantità minima è superiore a quanto richiesto, quindi utilizziamo l'acciaio minimo. Per una distanza di 20 cm abbiamo che la quantità utilizzata sarà:

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

$$\rho = \frac{1,54 \text{ cm}^2 \times 5,0 \text{ cm}}{100,0 \text{ cm}^2/\text{m} \times 32,5 \text{ cm}} = 0,00237 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\rho = 0,00237 \sim 0,237\%$$

$$\rho > \rho_{min}$$

Questo valore soddisfa i requisiti di flessione e la quantità minima di acciaio necessaria.

BASAMENTI DEI CANCELLI DI INGRESSO

Utilizzando il software CSI SAFE, è stata eseguita la modellazione della fondazione, tenendo conto delle dimensioni, degli schemi e delle combinazioni di carico menzionate nei capitoli precedenti.

Di seguito vengono presentati i risultati ottenuti mediante un'analisi agli elementi finiti di diverse situazioni.

VERIFICA DELLO SPOSTAMENTO VERTICALE

In base ai risultati del modello, sono stati ottenuti spostamenti massimi di: -11,6 mm. Questo valore ridotto è giustificato dalla rigidità del basamento rispetto ai carichi applicati.

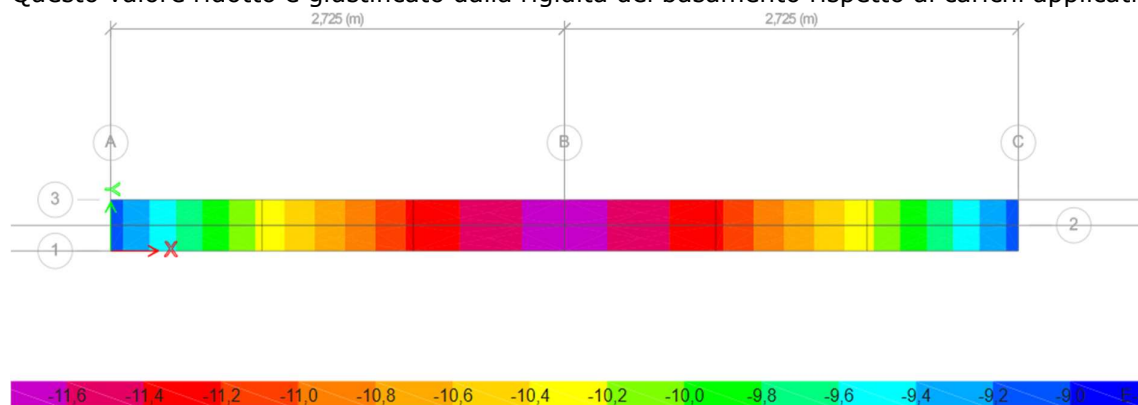


Fig. 61 - Modellazione della fondazione allo spostamento

VERIFICA DELLA PRESSIONE AL SUOLO

Il modello ci permette di simulare le pressioni a cui è sottoposto il terreno in ton/m²; in questo caso si ottiene un valore massimo dell'ordine di 8,41 ton/m². In base ai parametri geotecnici forniti dallo studio geotecnico, si stima che la capacità ammissibile del terreno sia pari a circa 11 ton/m².

Anche con questo elemento di superficie ridotta, le sollecitazioni sul terreno sono molto ridotte, a causa della bassa entità dei carichi di questa struttura.

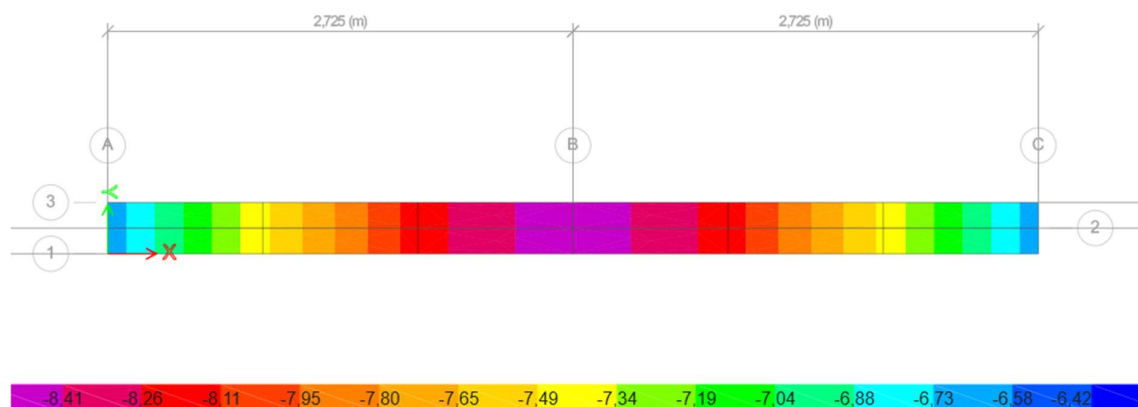


Fig. 62 - Modellazione della fondazione alla pressione al suolo.

VERIFICA DI STRESS AL TAGLIO

La sollecitazione di taglio dovuta alla sollecitazione del carico modello produce un valore massimo assoluto di 8,79 tonnellate, la platea di fondazione ha la capacità di sostenere una sollecitazione VRd:

$$k = 1,78 \leq 2,00$$

$$V_{min} = 0,41$$

$$\rho_1 = 0,00237$$

$$CR_{d,c} = 0,12 \leq 4,90334$$

$$V_{Rd} = 75060,87 \text{ N} \approx 75,06 \text{ Ton}$$

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

$$75,06 \text{ Ton} \geq 8,79 \text{ Ton}$$

In questo caso, sono presenti notevoli forze di taglio, dovute al carico veicolare considerato per la modellazione di questa struttura, ma è comunque conforme a questa richiesta. A seconda del modello, non sono necessarie staffe, ma si consiglia di posizionare staffe trasversali da 8 mm ogni 20 cm lungo la fondazione.

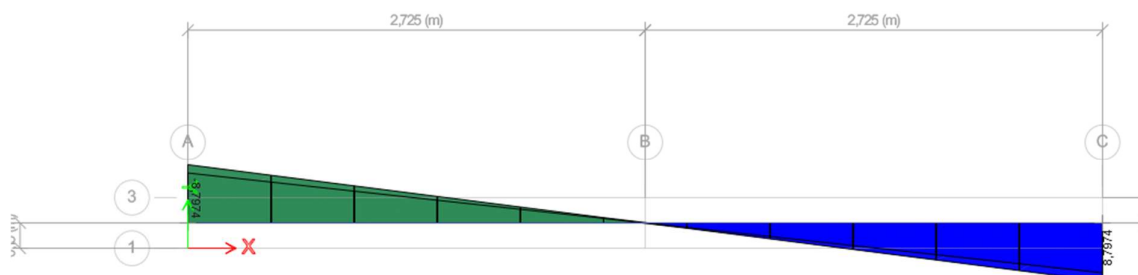


Fig. 63 - Modellazione della fondazione alla stress al taglio.

VERIFICA DELLA FLESSIONE

Si analizzano i momenti massimi assoluti presentati nel modello. Per la direzione X si ottiene un momento massimo negativo di 7,99 Ton*m e un momento massimo positivo di 3,89 Ton*m.

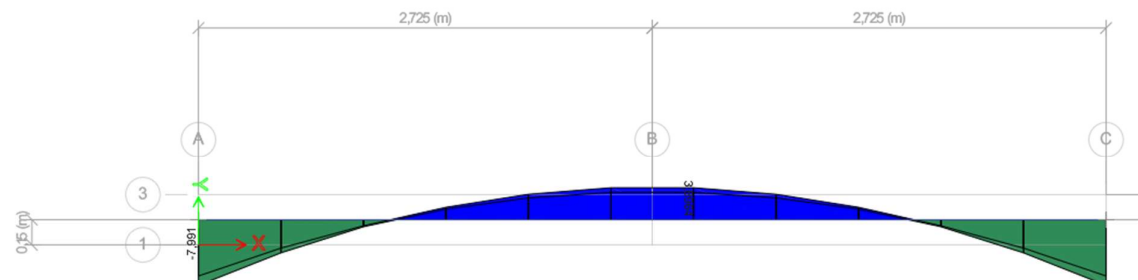


Fig. 64 - Modellazione della fondazione alla flessione direzione X.

Di seguito viene presentata l'analisi corrispondente ai controlli strutturali per flessione e sforzo di taglio della fondazione, tenendo conto di questi sforzi in entrambe le direzioni. L'elemento è stato progettato come trave, perché il suo comportamento nella realtà gli si avvicina di più.

Tabella 36 – Parametri calcolo.

Descrizione del parametro	Valori del progetto	Unità
1. DATI DI INPUT		
Momento Attuante (MEd)	78,97	kN·m
Larghezza di analisi (b)	600	mm
Canto utile (d)	325	mm
Resistenza calcestruzzo armato (e/o precompresso)	25	MPa
Resistenza Acciaio (fyk)	450	MPa
2. PROPRIETÀ MATERIALI		
acc	0,85	
gc	1,5	
gs	1,15	
fcd	14,17	MPa
fyd	391,30	MPa
fctm	2,565	MPa
3. CALCOLO ACCIAIO RICHIESTO		
MEd en N·mm	250000000	N·mm
Momento ridotto (μ)	0,278	Adim.
Profondità dell'asse neutro (x)	135,83	mm
Acciaio richiesto (As,req)	2360,41	mm²
4. CALCOLO MINIMO ACCIAIO		
Acciaio minimo normativo (As,min)	288,99	mm²
5. SELEZIONE DELL'ARMATURA		
Acciaio fornito (As,prov)	942	mm²
6. VERIFICA FINALE		
Asse neutro reale (xreale)	54,21	mm
Momento resistente (MRd)	111805333,70	N·mm
MRd en kN·m	111,81	kN·m
MRd en ton·m	11,18	ton·m
Stato della verifica	Soddisfa	

È stata proposta un'armatura longitudinale di 3 barre da 20 mm all'estradosso e intradosso, se si analizza la sua rappresentazione in quantità ρ si ottiene:

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

$$\rho = \frac{3,14 \text{ cm}^2 \times 3,00}{30,0 \text{ cm} \times 32,5 \text{ cm}} = 0,00966$$

$$\rho > \rho_{min}$$

$$\rho = 0,00966 \approx 0,966 \%$$

Questo valore soddisfa i requisiti di flessione e la quantità minima di acciaio necessaria.

VERIFICHE A RIBALTAMENTO CANCELLI DI INGRESSO

Al fine di garantire la massima sicurezza e staticità della realizzazione, è stata approntata una apposita verifica al ribaltamento, in modo da pre-dimensionare la fondazione per i cancelli di ingresso all'impianto.

È evidente che l'azione dominante che porterebbe al collasso per ribaltamento del sistema recinzione cancello è legata all'azione del vento, per cui sono stati considerati favorevoli i pesi dei componenti della struttura metallica ivi compreso il plinto di fondazione, mentre è stata considerata sfavorevole l'azione del vento applicata alla superficie di competenza del pilastro in acciaio.

VERIFICA AL RIBALTAMENTO CANCELLO				
Peso Complessivo struttura				
Descrizione	u.m	q.tà	Peso unitario (kg)	Peso complessivo (kg)
Cancello	m	4,75	60	285
Accesori Vari	mq	4,75	0,2	0,95
Pilastro in acciaio	cad	3	5,00	15
Fondazione	cad	1	1750,00	1750
		Peso totale struttura [kg]		2051
		Peso totale struttura [KN]		20,51
		Braccio della forza [m]		0,50
		Momento favorevole [KN.m]		10,25
		Coefficiente di riduzione		0,9
		Momento risultante [KN.m]		9,23
Azione terreno su palo				
Altezza trave	Larghezza trave	Sup. Laterale trave	Y terreno [KN/mc]	Forza risultante [KN]
0,50	5,5	2,7	18,88	25,72
		Braccio della forza [m]		0,23
		Momento favorevole [KN.m]		5,92
		Coefficiente di riduzione		0,9
		Momento risultante [KN.m]		5,32
		Momento stabilizzante totale [KN.m]		14,55
Carico Temporaneo (LIVE)				
Pressione a mq [KN/mq]	Superficie [mq]	Pressione telaio [KN]		
5,00	0,3	1,500		
		Braccio della forza [m]		2,00
		Momento sfavorevole [KN m]		3,00
		Coefficiente		1,5
Azione del vento				
Pressione a mq [KN/mq]	Superficie [mq]	Pressione telaio [KN]		
1,13	2	2,250		
		Braccio della forza [m]		2,00
		Momento sfavorevole [KN m]		4,50
		Coefficiente		1,5
		Momento ribaltante [KN m]		11,25

Come si evince dalle tabelle di sintesi dei calcoli effettuati, la struttura risulta verificata al ribaltamento grazie alla relazione "Mstab(Tot) > MRib(Tot)" già comprensiva dei coefficienti previsti dalla normativa, in particolare Mstab **(14,55KNm) > MRib (11,25 KNm) Verificato.**

Dato che la struttura del cancello poggia su una fondazione di tipo a trave (fondazione superficiale), si procede alla verifica della stabilità globale mediante il modello di equilibrio di corpo rigido (EQU), in conformità alle NTC 2018.

VERIFICHE GEOTECNICHE DEI PALI DELLA RECINZIONE

Le fondazioni delle strutture di sostegno della recinzione saranno costituite da pali in acciaio zincato di profilo AT.

L'avanzamento del terreno alla profondità desiderata avviene attraverso un processo di battitura del palo. In accordo con le NTC 2018, le verifiche sono state effettuate secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3); sono state considerate le caratteristiche meccaniche dei terreni riportate nella Relazione Geologica.

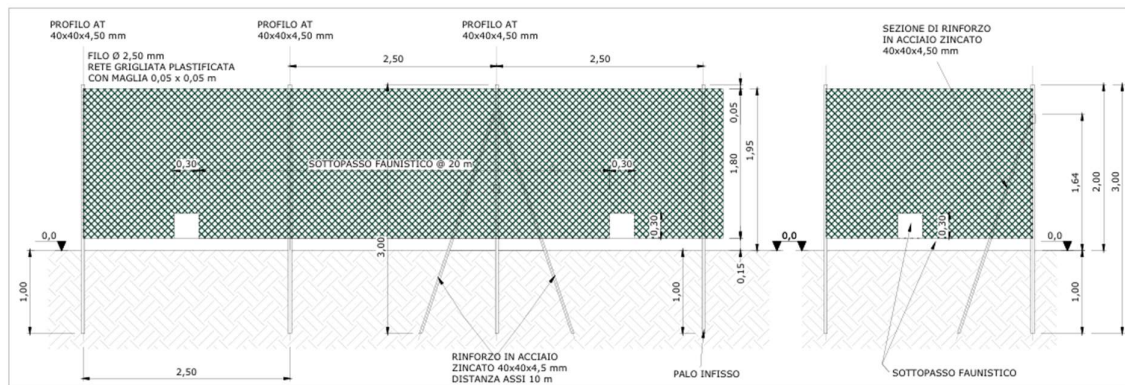


Fig. 65 - Particolare Recinzione

EQUAZIONE GENERALE DELLA CAPACITA' PORTANTE DEI PALI

Il calcolo della capacità portante dei pali segue la trattazione teorica del carico limite di una fondazione superficiale. Ai fini del calcolo, il carico limite di un palo Q_{lim} viene convenzionalmente suddiviso in due aliquote: la resistenza alla punta P_{lim} e la resistenza laterale S_{lim} :

$$Q_{lim} = P_{lim} + S_{lim}$$

Dove:

- P_{lim} è la resistenza alla punta che nel caso in esame è stata posta pari a zero in quanto la superficie alla punta del palo è approssimabile a zero;

$$S_{lim} = s * \text{perimetro} * L$$

$$s = \mu * k * \sigma'_{v_0}$$

I coefficienti μ e k sono stati definiti dalla tabella seguente:

Tabella 37. Valori di k e μ in funzione del tipo di palo e del terreno.

Tipo di palo	k (S)	k (D)	μ
Batt. profilato	0.7	1.0	0.36
Batt. tubo acc. chiuso	1.0	2.0	0.36
Batt. Cls prefabbricato	1.0	2.0	$\tan(0.75\varphi')$
Batt. Cls gettato	1.0	3.0	$\tan(\varphi')$
Trivellato	0.5	0.4	$\tan(\varphi')$
Elica continua	0.7	0.9	$\tan(\varphi')$

Da quanto sopra esposto, scaturiscono i seguenti parametri utili al calcolo del carico limite Q_{lim} :

Tabella 38. Capacità portante dei pali

CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI		
Descrizione	u.m	q.tà
Plim- resistenza alla punta	kN	0,00
s	kN/m ²	4,76
Qlim- carico limite palo	kN	0,38
Slim - resistenza laterale	kN	0,38
μ		0,36
k		0,70
Y terreno	kN/m ³	18,88
z - profondità infissione	m	1,00
P perimetro	m	0,08
σ'	kN/m ³	18,88

Pertanto, il carico limite del palo Q_{lim} è pari a:

$$Q_{lim} = S_{lim} = 0,38 \text{ kN}$$

VERIFICA DELLA RESISTENZA DELLA STRUTTURA DEI PALI

La verifica della resistenza strutturale dei pali di fondazione della recinzione (SLU - Stato Limite Ultimo STR) assicura che il palo stesso non collassi per rottura del materiale (acciaio) sotto l'azione dei carichi trasmessi dalla struttura.

Tabella 39. Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU.

Categoria/Azione variabile		Coefficiente γ_F	EQU	A1	A2
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	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

¹Nel 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.

Tabella 40. Verifica strutturale dei pali

VERIFICA STRUTTURALE PROFILO AT 40x40x4,5 MM		
CARATTERISTICHE TECNICHE PROFILATI IN ACCIAIO ZINCATO	QUANTITÀ	UNITÀ DI MISURA
Profili di acciaio strutturale di grado S355		
Fy: Limite di snervamento	3518	kg/cm ²
E: Modulo di elasticità	2100000	kg/cm ²
Massima deflessione consentita (L/240)	0,81	cm
H : Altezza del profilo	40,00	mm
B: Larghezza del profilo	40,00	mm
Luce libera	195,00	cm
e: Spessore del profilo	4,5	mm
W: Carico di vento	30,6	kg/m
L: Carico Temporaneo (LIVE)	12,7	kg/m
W Peso totale: : 1,5*L+1.5*W	65,0	kg/m
Φ	0,9	
CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE		
Mu: Momento ultimo	3,0	kg-m
Vu : Taglio ultima	9,9	kg
Ze: Modulo elastic. I/c	4,68	cm ³
Mn: Momento nominale della sezione (NTC 2018)	0,04	Kg-m
Mn>Mu	Soddisfa	
Av: Area di taglio (b*e)	1,8	cm ²
Vn: Taglio nominale della sezione	3481,9	Kg
Vn > Vu	Soddisfa	

FONDAZIONE PALI DI ILLUMINAZIONE/CCTV

Utilizzando il software CSI SAFE, è stata eseguita la modellazione della fondazione, tenendo conto delle dimensioni, degli schemi e delle combinazioni di carico menzionate nei capitoli precedenti.

Di seguito vengono presentati i risultati ottenuti mediante un'analisi agli elementi finiti di diverse situazioni.

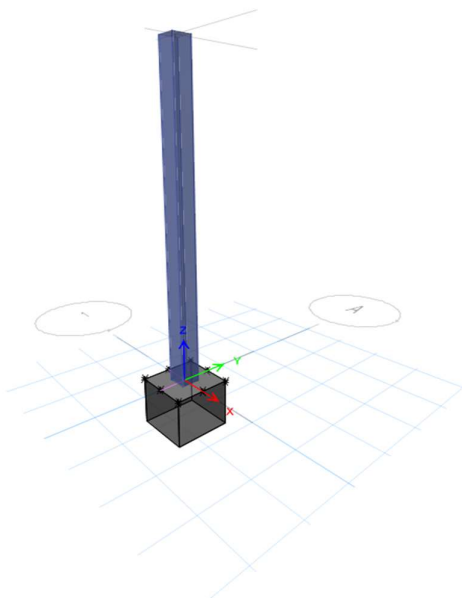


Fig. 66 - Schema fondazione del palo di illuminazione/cctv.

VERIFICA DELLO SPOSTAMENTO VERTICALE

In base ai risultati del modello, sono stati ottenuti spostamenti massimi di -4,28 mm. Questo valore ridotto è giustificato dalla rigidità della fondazione rispetto ai carichi applicati.

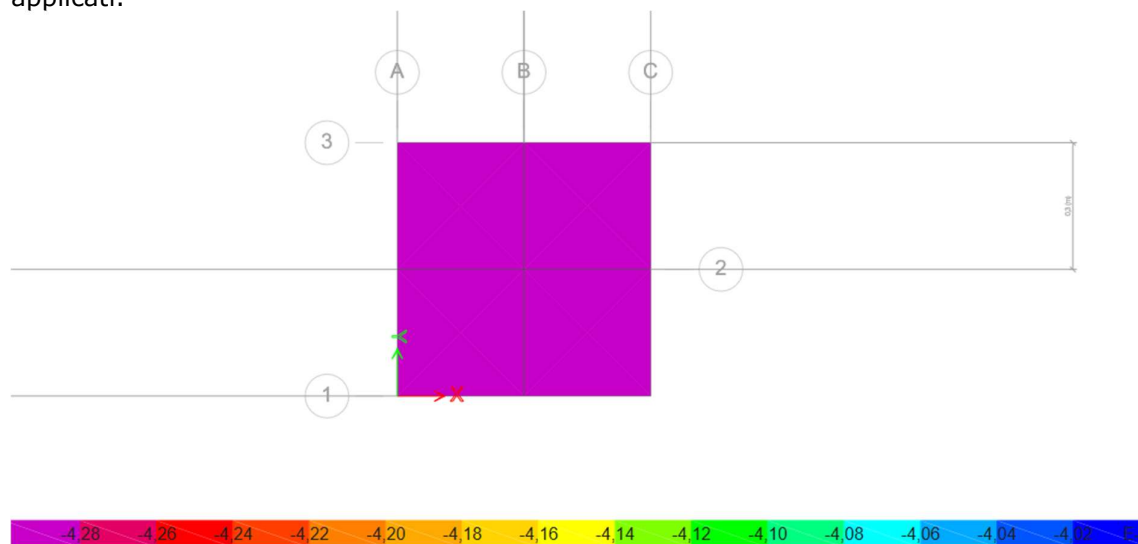


Fig. 67 - Modellazione della fondazione allo spostamento.

VERIFICA DELLA PRESSIONE AL SUOLO

Il modello ci permette di simulare le pressioni a cui è sottoposto il terreno in ton/m²; in questo caso si ottiene un valore massimo dell'ordine di 3,12 ton/m². In base ai parametri geotecnici forniti dallo studio geotecnico, si stima che la capacità ammissibile del terreno sia pari a circa 11 ton/m².

Anche con questo elemento di superficie così ridotta, le sollecitazioni sul terreno sono molto ridotte, a causa della modesta entità dei carichi incombenti su questa struttura.

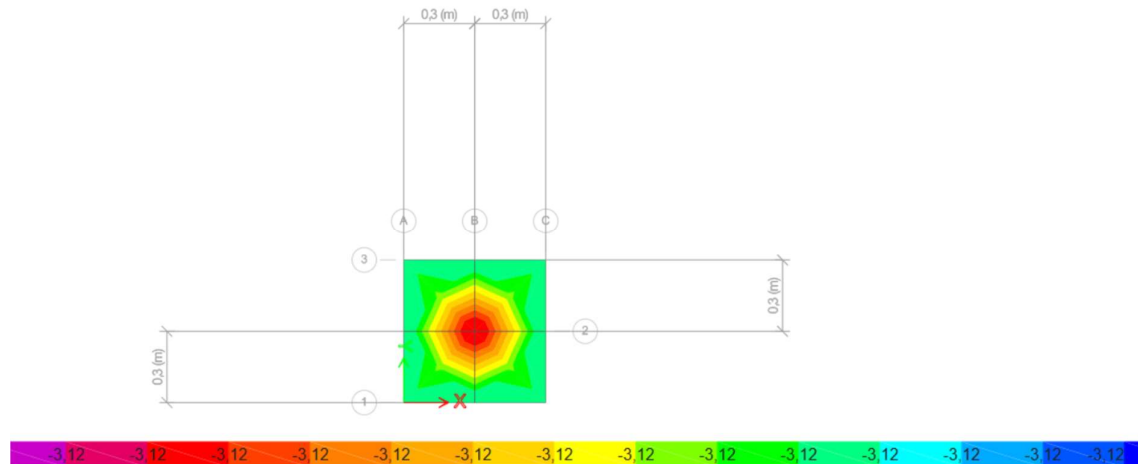


Fig. 68 - Modellazione della fondazione alla pressione al suolo.

VERIFICA DI STRESS AL TAGLIO

La sollecitazione di taglio dovuta alla sollecitazione del carico modello produce un valore massimo assoluto di 0,255 tonnellate, la platea di fondazione ha la capacità di sostenere una sollecitazione VRd:

$$k = 1,78 \leq 2,00$$

$$V_{min} = 0,41$$

$$\rho_1 = 0,00237$$

$$CR_{d,c} = 0,12 \leq 4,90334$$

$$V_{Rd} = 75060,87 \text{ N} \approx 75,06 \text{ Ton}$$

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$
$$75,06 \text{ Ton} \geq 0,26 \text{ Ton}$$

Si conclude quindi che la struttura è ben lontana dal cedere sotto questa sollecitazione.

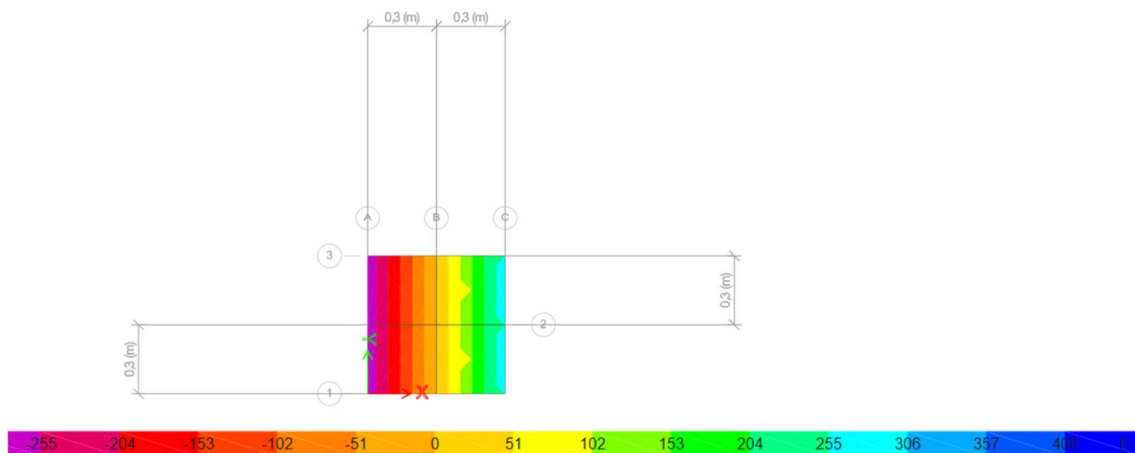


Fig. 69 - Modellazione della fondazione allo stress al taglio.

VERIFICA DELLA FLESSIONE

Si analizzano i momenti massimi assoluti presentati nel modello in entrambe le direzioni X e Y.

Per la direzione X si ottiene un momento massimo assoluto di 0,0185 Ton*m, mentre per la direzione Y si ottiene un momento massimo assoluto di 0,0184 Ton*m.

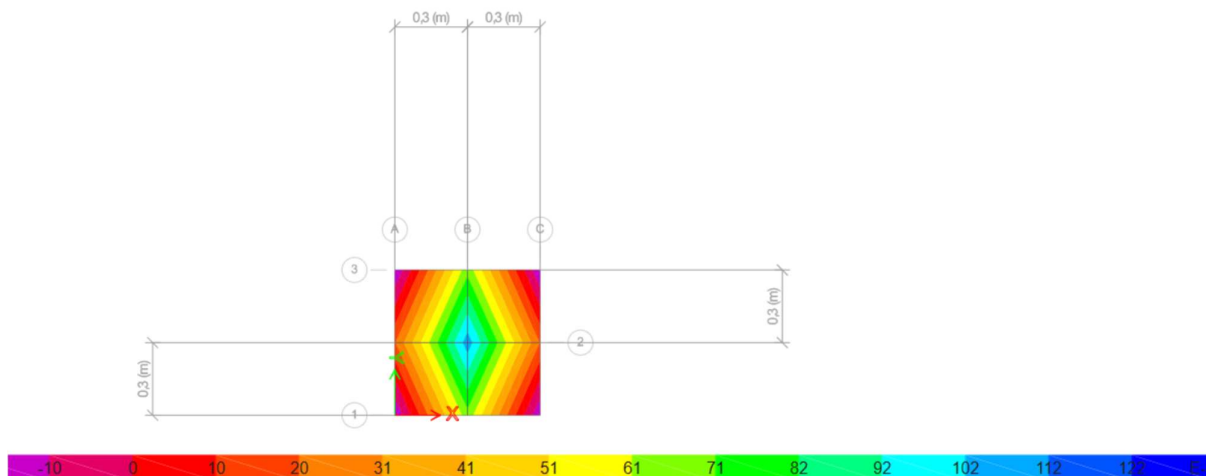


Fig. 70 - Modellazione della fondazione alla flessione direzione X.

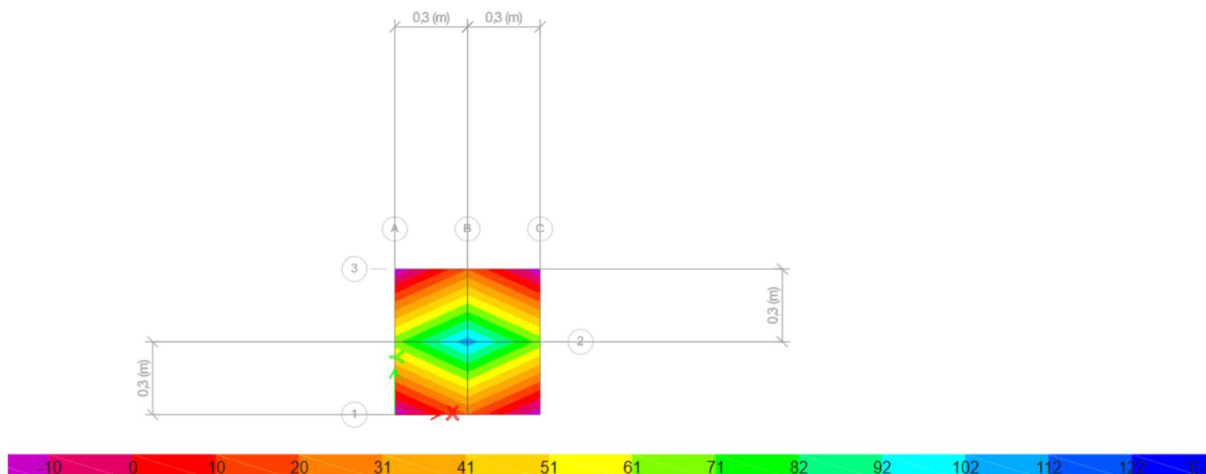


Fig. 71 - Modellazione della fondazione alla flessione in direzione Y.

Utilizzando il modello degli elementi finiti per definire l'area d'acciaio richiesta, le strisce progettuali indicano il rinforzo necessario in una determinata larghezza:

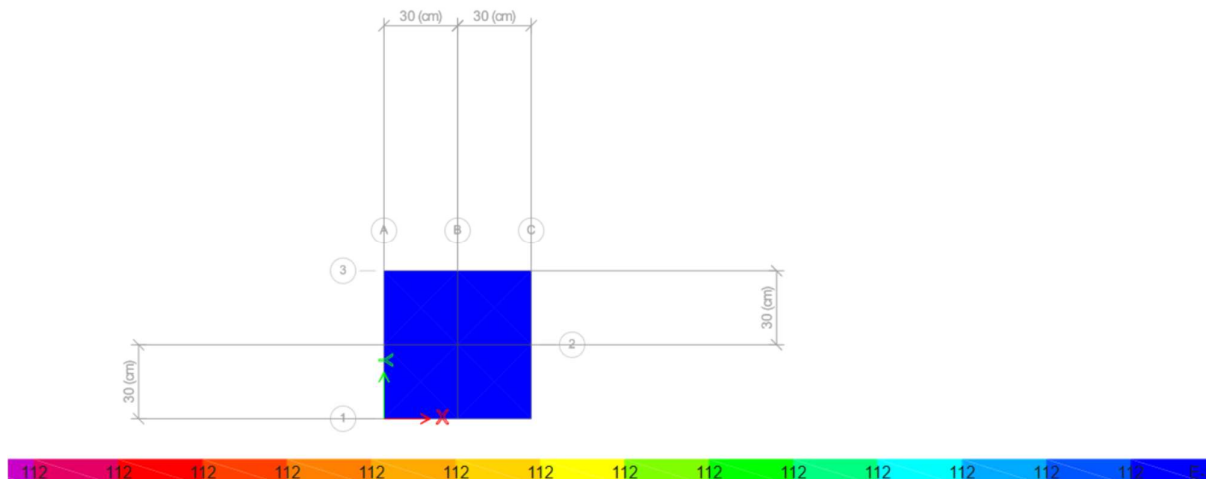


Fig. 72 - Quantità di acciaio necessaria in direzione X.

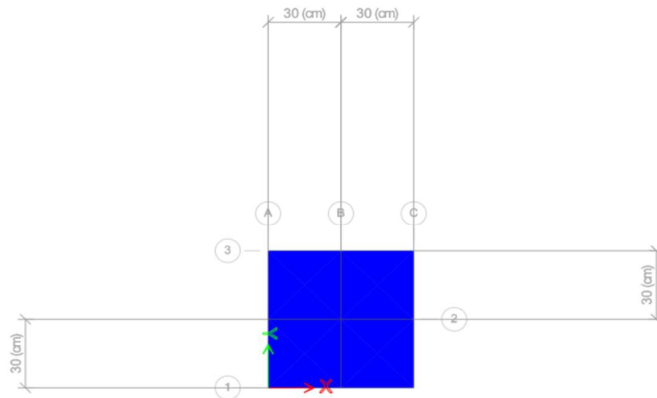


Fig. 73 - Quantità di acciaio necessaria in direzione Y.

Secondo i dati del modello non sarebbe sostanzialmente neanche necessario l'acciaio di rinforzo; tuttavia, è stata considerata una quantità minima. Esaminando l'acciaio minimo abbiamo un'area minima di:

$$A_{S(min)} = \rho_{min} \cdot b_w \cdot h = 0,0018 \times 100,0 \text{ cm}^2/\text{m} \times 30,0 \text{ cm} = 5,4 \text{ cm}^2/\text{m}$$

L'acciaio per la quantità minima è superiore a quanto richiesto, quindi utilizziamo l'acciaio minimo. Utilizzando 5 barre d'armatura posti all'estradosso è 5 barre d'armatura superiore che inferiore da 14 mm di diametro, la quantità utilizzata sarà:

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

$$\rho = \frac{1,54 \text{ cm}^2 \times 5,00}{30,0 \text{ cm} \times 52,5 \text{ cm}} = 0,00489$$

$$\rho = 0,00489 \approx 0,489 \%$$

$$\rho > \rho_{min}$$

Questo valore soddisfa sia i requisiti di flessione sia la quantità minima di acciaio necessaria.

6. CONCLUSIONI

L'analisi ed i calcoli eseguiti dimostrano la piena conformità degli elementi strutturali analizzati ai requisiti richiesti dalla normativa.

Riepilogando:

- Per le platee dei cabinati si prevede l'uso di barre d'armatura di acciaio di spessore 14 mm poste ogni 20 cm in entrambe le direzioni, sia nel lato superiore che inferiore.
- Per le strutture le caratteristiche dei pali mostrano comportamenti idonei al terreno nel quale vengono infissi e le sollecitazioni strutturali sono verificate per mezzo di analisi FEM e modelli dinamici.
- Per la trave del cancello di ingresso si prevede l'uso di 3 barre d'armatura di acciaio di spessore 20 mm e staffe da 6 mm di spessore poste ogni 20 cm.
- Per la fondazione del palo di illuminazione/cctv si prevede l'uso di 5 barre d'armatura di spessore 14 mm posti in entrambe le direzioni, sia nel lato superiore che inferiore.

Si raccomanda l'uso di riempimento strutturale (base o sottofondo) al di sotto della fondazione, con uno spessore compreso tra 30 e 50 cm a seconda delle condizioni del terreno che saranno valutate nella fase esecutiva.

Gli elementi strutturali in termini dimensionali potranno essere ottimizzati nella fase esecutiva del progetto, dopo un'analisi approfondita delle caratteristiche specifiche del sito di installazione e dopo l'esecuzione dei test di estrazione dei pali (pull out test) da eseguire in accordo alle specifiche dei fornitori.