



**PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DI UN IMPIANTO DI ACCUMULO
ELETTRICITÀ DENOMINATO "IMPIANTO BESS PORTOMAGGIORE" E
DELLE RELATIVE OPERE DI CONNESSIONE DA UBICARSI IN AGRO DI
ARGENTA E PORTOMAGGIORE (FE)**

Potenza in immissione: 100,00 MW - Capacità impianto: 800,00 MWh



ELABORATO

**RELAZIONE REDATTA AI SENSI 1373/2011
PRESISMICA**

CODIFICA

PD02_53

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

PROGETTISTA STRUTTURALE

Ing. Matteo Contavalli

Ordine Ingegneri della Provincia di Bologna
n. 8965/A
matteo.contavalli@lclabingegneria.it



COMMITTENTE

PORTOMAGGIORE BESS S.r.l.

Piazza Ettore Troilo, 27 - 65127 Pescara (PE)
P. IVA 02389700689
nrgbess3@pec.it

REV.	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
0	Giugno 2026	INTEGRAZIONE	Ing. M. Contavalli	Ing. A. Milella	Ing. M. De Donno
1	Luglio 2026	INTEGRAZIONE	Ing. M. Contavalli	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.

SOMMARIO

RELAZIONE TECNICA	3
0 GENERALITA'	3
1 ESTREMI COMMITTENTE	5
2 ESTREMI PROGETTISTA ARCHITETTONICO E STRUTTURALE	5
3 INDIVIDUAZIONE DEL SITO	6
4 DOCUMENTI TECNICI APPLICATIVI	9
5 INDAGINE GEOLOGICA E CARATTERISTICHE DEL TERRENO	10
Inquadramento geologico	10
Indagini geognostiche.....	11
Modello geologico geotecnico	13
Verifica del potenziale di liquefazione.....	14
Conclusioni	14
6 FONDAZIONI	16
Materiali per le fondazioni	16
A)Recinzione	17
B)Cancello	17
C)Illuminazione	17
D)Container BESS.....	17
E)cabina di trasformazione MV Skid (PCS1)	17
F) Cabina di trasformazione Twin Skid (PCS2)	17
G) Cabina di sezionamento	18
H) Cabina di servizi ausiliari	18
I) Gruppo di pompaggio antincendio.....	18
L) Cabina di Ricezione, sezionamento e controllo	19
M) Vasche di raccolta delle acque meteoriche	19
N) Serbatoio.....	19
O)Tombinamenti e condotte	20
7 DESTINAZIONI D'USO E AZIONI	21
Azioni variabili.....	21
D) Container BESS cod. PD001_51D	23
E) Cabina di trasformazione MV Skid (PCS1) cod. PD001_51E.....	29
F) Cabina di trasformazione Twin Skid (PCS2) cod. PD001_51F.....	30
G) Cabina di sezionamento cod. PD001_51G.....	31
H) Cabina di servizi ausiliari cod. PD001_51H.....	33
I) Gruppo di pompaggio antincendio cod. PD001_51I.....	34
L) Cabina di Ricezione, sezionamento e controllo cod. PD001_51L.....	35

Proponente:

PORTOMAGGIORE BESS S.r.l.

Progetto:

Impianto BESS "Portomaggiore"

Elaborato:RELAZIONE REDATTA AI SENSI 1373/2011 - PRESISMICA**Codifica:** PD02_53

Rev. 1

Luglio 2026

Pag. 2 di 88

M) Vasche di raccolta acque meteoriche	cod. PD001_51M	37
N) Serbatoio	cod. PD001_51N	37
8 VITA NOMINALE E CLASSE D'USO		40
9 TIPO DI INTERVENTO PREVISTO		41
A)Recinzione		41
B)Cancello		42
C)Illuminazione		42
D)Container BESS		42
E)cabina di trasformazione MV Skid (PCS1)		43
F) Cabina di trasformazione Twin Skid (PCS2)		43
G) Cabina di sezionamento		43
H) Cabina di servizi ausiliari		43
I) Gruppo di pompaggio antincendio		43
L) Cabina di Ricezione, sezionamento e controllo		44
M) Vasche di raccolta acque meteoriche		44
N) Serbatoio		44
O) Tombinamenti e condotte		44
10 MATERIALI ADOTTATI		45
11 PARAMETRI PER LA DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA		48
12 INTERAZIONE ARCHITETTONICA-IMPIANTISTICA		54
13 CRITERI DI REGOLARITA'		55
14 DIMENSIONAMENTI DI MASSIMA DEI PRINCIPALI ELEMENTI STRUTTURALI		57
A)Recinzione, ribaltamento		57
B)Cancello, ribaltamento		58
C)Illuminazione		58
D)Container BESS		61
E)cabina di trasformazione MV Skid (PCS1)		66
F) Cabina di trasformazione Twin Skid (PCS2)		70
G) Cabina di sezionamento		74
H) Cabina di servizi ausiliari		77
I) Gruppo di pompaggio antincendio		81
L) Cabina di Ricezione, sezionamento e controllo		84
Conclusione		88

RELAZIONE TECNICA

0 GENERALITA'

La presente relazione tecnica ai sensi dell'art. 10, comma 3, della L.R. n. 19/2008 è redatta secondo quanto richiesto dalla delibera della Giunta Regionale dell'Emilia Romagna 26 Settembre 2011, N.1373 *"Atto di indirizzo recante l'individuazione della documentazione attinente alla riduzione del rischio sismico necessaria per il rilascio del permesso di costruire e per gli altri titoli edilizi, alla individuazione degli elaborati costitutivi e dei contenuti del progetto esecutivo riguardante le strutture e alla definizione delle modalità di controllo degli stessi, ai sensi dell'art.12, comma 1 e dell'art. 4, comma 1 della L.R. 09 del 2008"*.

In particolare sono riportati direttamente i singoli punti per una maggiore comprensione ed uniformità della presente relazione tecnica.

La società PORTOMAGGIORE BESS S.r.l., intende realizzare un impianto di accumulo elettrochimico (Battery Energy Storage System – BESS) denominato "Portomaggiore", nel territorio del Comune di Argenta (FE), in prossimità del confine con il Comune di Portomaggiore. Sorgerà su un'area agricola di circa 67.000 m², situata in prossimità della Via Vanzume Int CAP 44011 (Foglio/i n° 82 , Mappale/i 29, 65, 66, 67, 79, 80, 139, 140 sub _), ad una quota altimetrica prossima allo zero. La nuova stazione interesserà nella sua massima estensione un'area di circa 292 m x 229 m che verrà interamente recintata e sarà accessibile tramite un cancello carrabile ed un cancello pedonale.

L'Impianto BESS è progettato per una potenza complessiva nominale di 139,86 MW e una potenza in immissione alla rete pari a 100 MW, con capacità di accumulo complessiva di circa 800 MWh e sarà costituito da 19 moduli indipendenti:

- 18 moduli da 7,56 MW (ciascuno con 8 container batterie + 1 container PCS);
- 1 modulo da 3,78 MW (4 container batterie + 1 PCS).

L'area di progetto occupa una superficie complessiva di circa 6 ettari, di cui circa 1,6 ha sono occupati dall'Impianto BESS, interamente nella disponibilità della società proponente. Le opere interne comprendono:

- viabilità di servizio e piazzali in materiale stabilizzato;
- reti di drenaggio meteorico con invarianza idraulica;
- recinzione perimetrale h 2,40 m con sistemi di sicurezza;
- cabina di controllo e sezionamento AT/BT. Container batteria, cabine di sezionamento, cabine servizi ausiliari e gruppo di pompaggio antincendio;
- sistemi antincendio, videosorveglianza e controllo accessi.

L'opera è concepita come infrastruttura strategica di rete, in grado di fornire servizi ancillari (come il bilanciamento,) e di contribuire alla stabilità e resilienza del sistema elettrico nazionale, in linea con gli obiettivi del PNIEC 2030 e del Piano Energetico Regionale Emilia-Romagna 2030. La progettazione è orientata alla sostenibilità, alla reversibilità d'uso del suolo e alla minimizzazione dell'impatto paesaggistico e idraulico, garantendo la possibilità di smontaggio integrale e ripristino agricolo a fine vita.

L'opera, dal punto di vista strutturale, è pertanto concepita come un insieme di elementi distinti, schematizzabili secondo la seguente tabella:

Tabella riassuntiva catalogazione degli interventi						
cod. Modulo A1/D1	cod.tavola	Descrizione elemento	pratica di riferimento	2272/2016		art. di riferimento
				codice	L0/L1/L2	
PD01_51A	PD01_28	Recinzione	IPRiPI	A.4.1	L1	art.65
PD01_51B	PD01_28	Cancello	IPRiPI	A.4.1	L1	art.65
PD01_51C	PD01_28	Illuminazione	IPRiPI	A.4.2	L1	art.65
PD01_51D	PD01_23	Container bess (batterie)	IPRiPI	A.3.2.a	L1	art.65
PD01_51E	PD01_17	Cabina di trasformazione MV Skid (PCS1)	DEPOSITO sismico			art.94bis + art.65
PD01_51F	PD01_17	Cabina di trasformazione Twin Skid (PCS2)	DEPOSITO sismico			art.94bis + art.65
PD01_51G	PD01_18	Cabina di sezionamento	DEPOSITO sismico			art.94bis + art.65
PD01_51H	PD01_19	Cabina di servizi ausiliari	DEPOSITO sismico			art.94bis + art.65
PD01_51I	PD01_30	Gruppo di pompaggio antincendio	DEPOSITO sismico			art.94bis + art.65
PD01_51L	PD01_20	Cabina di Ricezione, sezionamento e controllo	DEPOSITO sismico			art.94bis + art.65
PD01_51M	/	Vasca di raccolta acque meteoriche	DEPOSITO sismico			art.94bis + art.65
PD01_51N	/	Serbatoio	DEPOSITO sismico			art.94bis + art.65
PD01_51O	/	Tombinamenti e condotte	IPRiPI	A.2.4	L1	/

Tabella -1 Catalogazione degli interventi.

Proponente:

PORTOMAGGIORE BESS S.r.l.

Progetto:

Impianto BESS "Portomaggiore"

Elaborato: RELAZIONE REDATTA AI SENSI 1373/2011 - PRESISMICA**Codifica:** PD02_53

Rev. 1

Luglio 2026

Pag. 5 di 88

1 ESTREMI COMMITTENTE

COMMITTENTE :

- PORTOMAGGIORE BESS S.r.l.
- P.IVA: 02389700689
- Piazza Ettore Troilo, 27 - 65127 Pescara (PE)
- nrgbess3@pec.it

2 ESTREMI PROGETTISTA ARCHITETTONICO E STRUTTURALE

GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

- NRG PLUS ITALIA S.r.l.
- Via Vittorio Veneto, 54B - 00187 Roma (RM)
- info@nrgplus.global

PROGETTISTA ARCHITETTONICO DELL'INTERO INTERVENTO:

- DE DONNO ING. MAURIZIO
- iscritto all'Ordine/Albo degli INGEGNERI
- della Provincia di TORINO al n. 10258H
- C.F. DDNMRZ76M30862X
- Sede professionale a Corsi(LE), Indirizzo: Via Giovanni Pascoli n°34 cap 73020
- mdedonno@nrgplus.global
- Cell: 345/9378757

PROGETTISTA STRUTTURALE DELL'INTERO INTERVENTO:

- CONTAVALLI ING. MATTEO
- qualifica professionale INGEGNERE EDILE
- iscritto all'Ordine/Albo degli INGEGNERI
- della provincia di BOLOGNA al n. 8965/A
- C.F. CNTMTT85P11C265B
- Sede Operativa a Castel San Pietro Terme(BO), Indirizzo: Via della Repubblica n°46 cap 40024
- E-Mail : matteo.contavalli@lclabingegneria.it
- Telefono : 051/6122514
- Cell: 347/2513075

3 INDIVIDUAZIONE DEL SITO

La scelta del sito di installazione per l'impianto BESS è avvenuta a seguito di un'attenta valutazione territoriale, finalizzata a individuare aree che presentassero una combinazione ottimale di fattori tecnici e infrastrutturali. Sono stati considerati elementi quali la stabilità geotecnica del terreno, l'adeguata prossimità a infrastrutture esistenti per la connessione alla rete elettrica e la presenza di una viabilità d'accesso idonea, necessaria sia in fase di costruzione che per la futura manutenzione dell'impianto. Un ulteriore fattore determinante nella localizzazione è stato il contesto territoriale compatibile con la pianificazione urbanistica e i vincoli normativi vigenti.

Il sito interessato dall'Impianto ricade nel territorio comunale di Argenta e dista dal comune di Portomaggiore 7,42 km, dal comune di Argenta 3,59 km e dalla frazione Consandolo 6,80 km.

- Indirizzo: Via Vanzume
- Cap: 44011
- Foglio/i n° 82, Mappale/i 29, 65, 66, 67, 79, 80, 139, 140

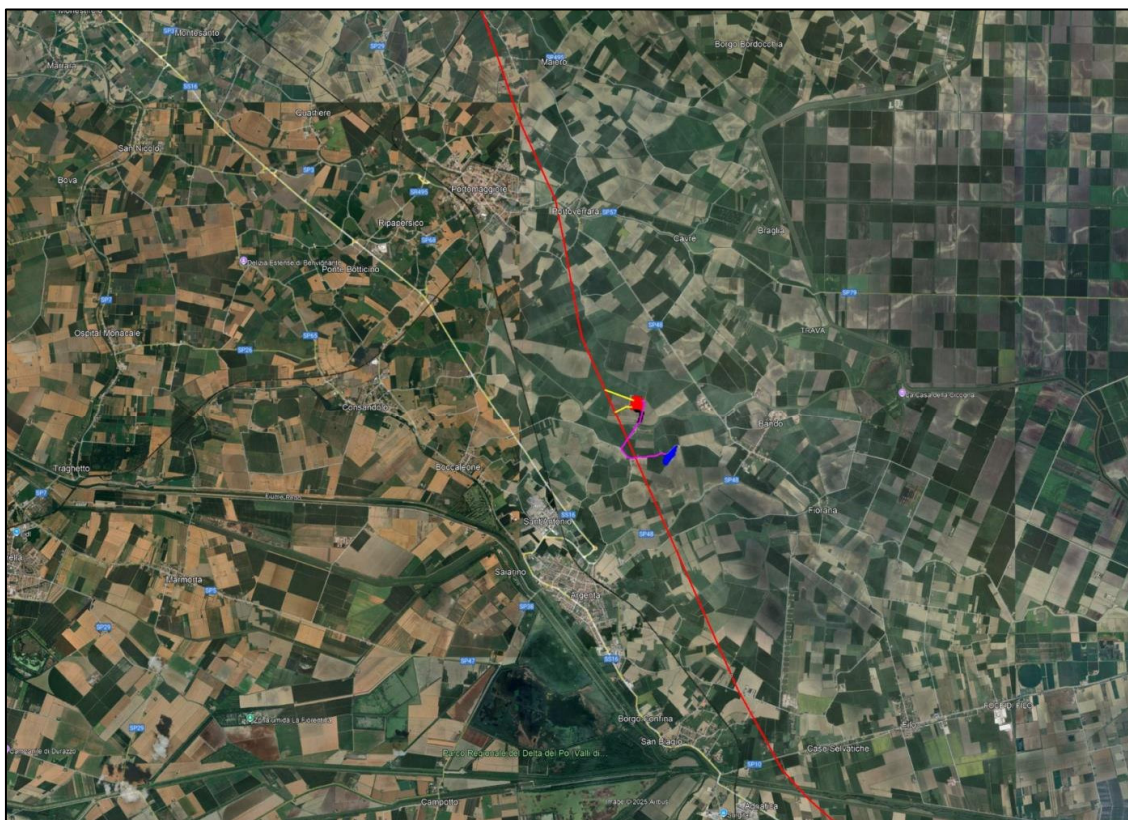


Figura -1 Individuazione dell'area di impianto su foto satellitare.



Figura -2 Ubicazione del sito di intervento (stralcio cartografico satellitare, base 1.25.000).

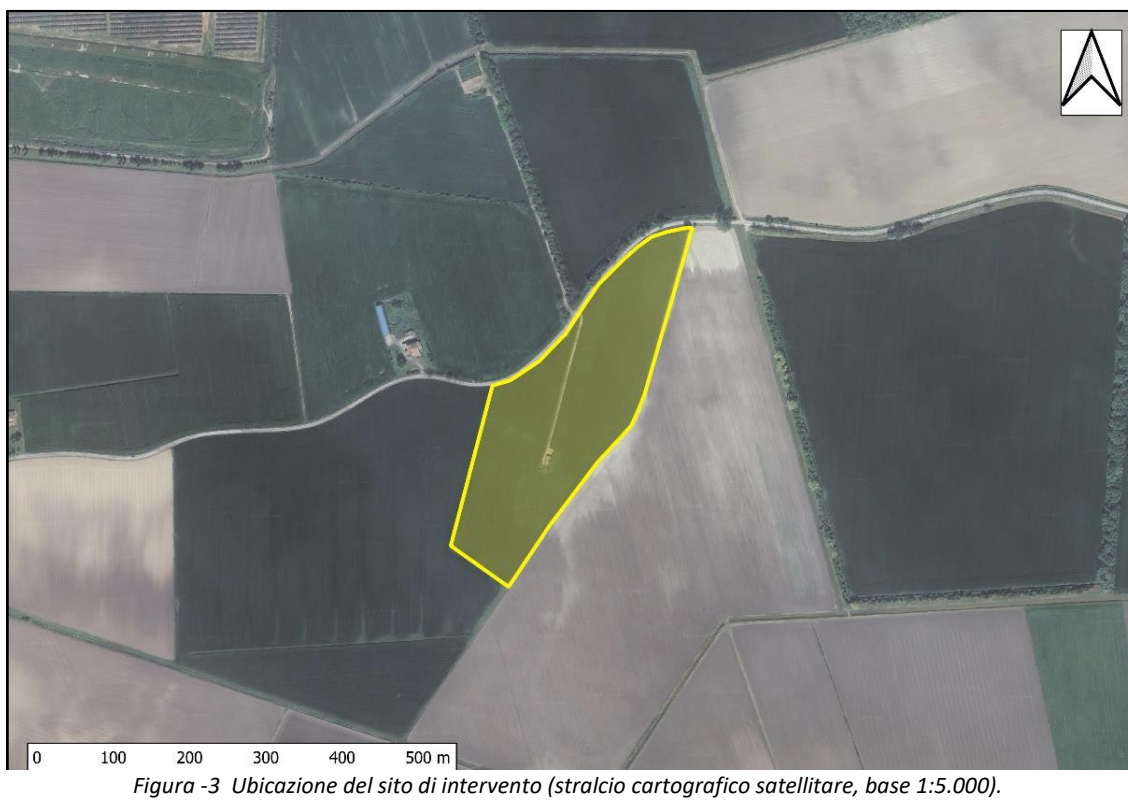


Figura -3 Ubicazione del sito di intervento (stralcio cartografico satellitare, base 1:5.000).

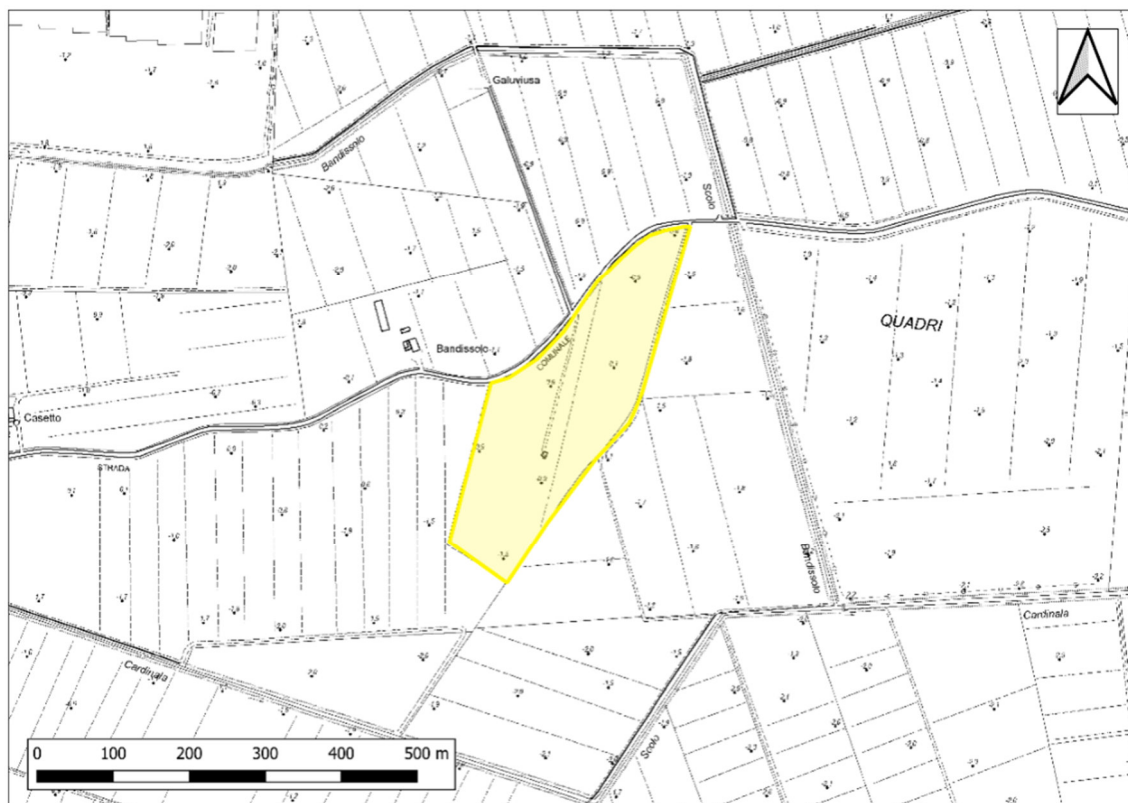


Figura -4 Ubicazione del sito di intervento (stralcio cartografico CTR, base 1:5.000).

4 DOCUMENTI TECNICI APPLICATIVI

La normativa a cui si fa riferimento è la seguente:

- **D.M. 17 gennaio 2018**
Aggiornamento delle *"Norme Tecniche per le Costruzioni"* (qui indicate con NTC).
- **Circolare 21 gennaio 2019 n°7/2019** (G.U. n. 5 del 11 febbraio 2019)
Istruzioni per l'applicazione dell'«*Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"*» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.
- **DGR 1373/2011 regione Emilia Romagna**
"Atto di indirizzo recante l'individuazione della documentazione attinente alla riduzione del rischio sismico necessaria per il rilascio del permesso di costruire e per gli altri titoli edilizi, alla individuazione degli elaborati costitutivi e dei contenuti del progetto esecutivo riguardante le strutture e alla definizione delle modalità di controllo degli stessi, ai sensi dell'art. 12, comma 1, e dell'art. 4, comma 1, della l.r. n. 19 del 2008.
- **DGR 2272/2016 regione Emilia Romagna**
"Atto di coordinamento tecnico regionale per la definizione dei contenuti della modulistica edilizia unificata e per l'uniforme applicazione della normativa sismica ai sensi della L.R. n. 19/2008".
- **DGR 1814/2020 regione Emilia Romagna**
"Atto di coordinamento tecnico in materia di riduzione del rischio sismico – aggiornamento della modulistica unificata regionale e delle procedure di deposito e autorizzazione sismica ai sensi della L.R. n. 19/2008".

5 INDAGINE GEOLOGICA E CARATTERISTICHE DEL TERRENO

La campagna di indagini geologiche è stata effettuata dal Dott. Geol. Francesco Cianchi che ha redatto, in conformità alla normativa vigente, la relazione Geologica Geotecnica e Sismica a titolo "Relazione geologica e di compatibilità idrogeologica" cui si rimanda per ulteriori dettagli, codifica: AMB04R

Si riportano alcuni estratti più significativi:

Inquadramento geologico

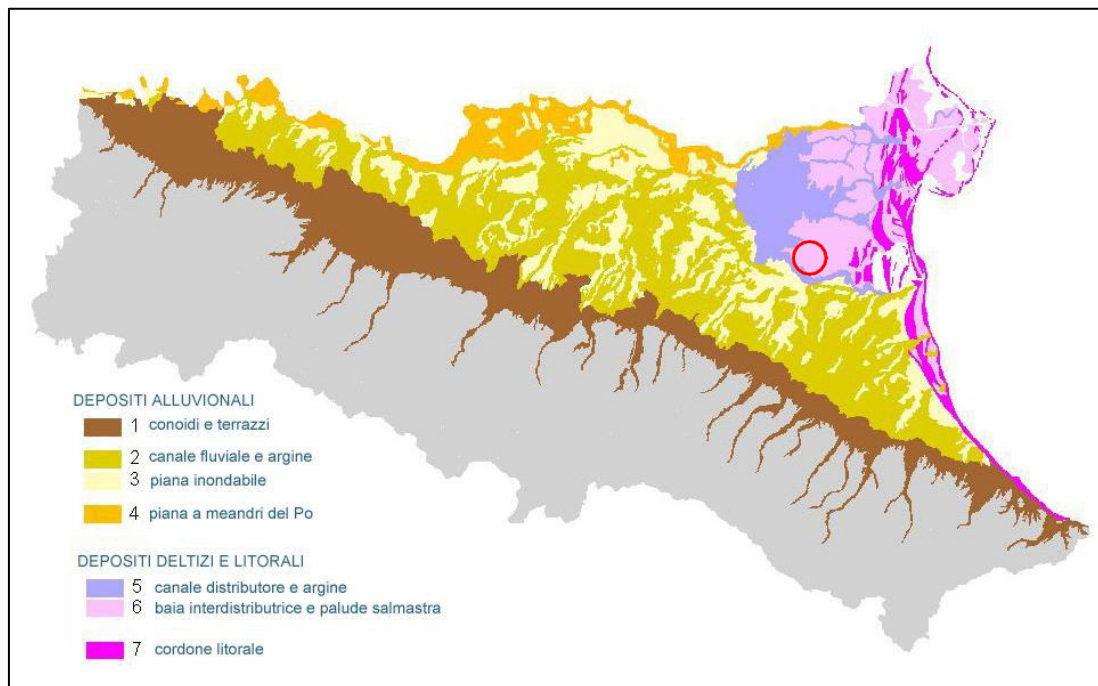


Figura -5 Estratto della carta geologica di pianura in scala 1:250.000: sintesi dei sistemi deposizionali.

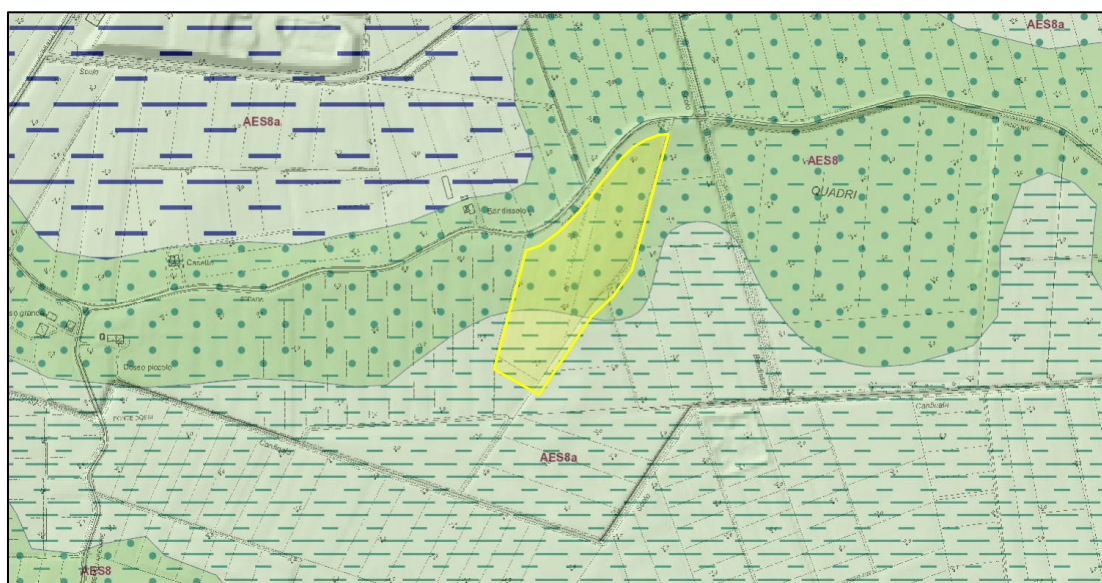


Figura -6 Stralcio cartografico delle unità geologiche affioranti nell'area in esame (WebGIS della Regione Emilia-Romagna).

Indagini geognostiche

Le caratteristiche sismiche, geologiche e geotecniche del sottosuolo in esame sono state desunte sia dalle conoscenze dirette dello scrivente, sia dalla consultazione di dati e testi della letteratura specializzata.

È stata quindi eseguita una campagna di indagini geognostiche che hanno previsto l'esecuzione di:

- n° 3 prove penetrometriche statiche a punta elettrica e piezocono (CPTU)
- n° 2 profili sismici (MASW/REMI)
- n° 2 letture sismiche a stazione singola (HVSr)

In Figura viene riportata l'ubicazione schematica delle indagini eseguite.



Figura -7 ubicazione indagini.

INDAGINI GEOFISICHE

Per la caratterizzazione sismica del sito sono state eseguite le seguenti indagini:

- n° 2 profili sismici (MASW/REMI)
- n° 2 letture sismiche a stazione singola (HVSr)

Tali indagini hanno permesso la ricostruzione del profilo delle onde di taglio relative al sito in esame.

I modelli geofisici mostrano un'inversione delle velocità delle onde Vs nei primi metri di profondità di terreno. Tale inversione è dovuta alla presenza di terreni superficiali argilloso limosi, più rigidi, sovrapposti a materiali scarsamente consistenti argilloso torbosi. Si riscontra infatti un picco in frequenza a circa 1.5÷2.0 Hz riconducibile alla base di tali depositi argilloso torbosi. Un secondo contrasto di impedenza, a circa 0.3÷0.4 Hz, è invece correlabile al substrato cenomesozoico profondo.

In Tabella 5 si riporta la sintesi dei valori di velocità delle onde di taglio V_{Seq} .

INDAGINI	V_{Seq}	CATEGORIA SISMICA
MASW/Re.Mi.1 / HVSRI	154	D
MASW/Re.Mi.2 / HVSRI	148	D

Tabella -2 Sintesi dei risultati delle prove geofisiche eseguite.

Secondo l'approccio semplificato delle NTC18, che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio VS, il sito in esame ricade nella classe sismica 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.).

Per un maggiore approfondimento dei risultati delle indagini sismiche e delle metodologie impiegate si rimanda all'"Allegato 1 – Indagini geofisiche".

INDAGINI PENETROMETRICHE

Per la caratterizzazione geotecnica del sito sono state eseguite le seguenti indagini:

- n° 3 prove penetrometriche statiche a punta elettrica e piezocono (CPTU)

Tali indagini hanno permesso di caratterizzare il sottosuolo attraverso l'infissione di una punta nel terreno testandone la loro resistenza.

Si riporta in Tabella 6 le letture eseguite.

Foro d'indagine	Quota assoluta (m s.l.m.)	Falda (m da p.c.)
CPTU1	-0.98	-1.80
CPTU2	-0.96	-2.80
CPTU3	-0.97	-2.90

Tabella -3 Letture freatimetriche.

PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE

Con l'entrata in vigore del D.M. 14/01/2008 e modifiche del D.M. 20/02/2018, 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", chiamata d'ora in poi pericolosità sismica del sito. Essa è espressa in termini di accelerazione orizzontale massima a_g 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.

I parametri sismici attesi al sito per:

- Coordinate WGS84: 44.6426, 11.8605;
- Tipo di costruzione 2 con vita nominale $V_N = 50$ anni;
- Classe d'uso III ($C_U = 1.5$);
- Periodo di riferimento $V_R = C_U V_N = 75$ anni;
- Categoria topografica T1 (Superficie pianeggiante con inclinazione media $i \leq 15^\circ$);
- Categoria stratigrafica D.

SL	Vr	p	TR	ag	FO	TC*	Fv	Ss	St	CC	TC	TB	TD	dg	vg	amax
	[anni]	[%]	[anni]	[g]	[-]	[s]	[-]	[-]	[-]	[-]	[s]	[s]	[s]	[mm]	[m/s]	[g]
SLO	75	81	45	0.053	2.481	0.271	0.771	1.80	1.00	2.40	0.651	0.217	1.812	27.58	0.097	0.095
SLD		63	75	0.067	2.481	0.281	0.867	1.80	1.00	2.36	0.663	0.221	1.868	36.59	0.125	0.121
SLV		10	712	0.184	2.553	0.278	1.478	1.70	1.00	2.37	0.659	0.220	2.336	117.74	0.323	0.312
SLC		5	1462	0.243	0.249	0.287	0.166	1.80	1.00	2.33	0.670	0.223	2.572	184.69	0.460	0.437

Tabella -4 Parametrici sismici di riferimento.

Modello geologico geotecnico

I risultati delle indagini geognostiche hanno permesso di ricostruire un modello geologico "allo scopo di costituire un elemento di riferimento per il progettista al fine di inquadrare i problemi geologici e per definire, eventualmente, il programma delle indagini geotecniche integrative" (§6.2.1, D.M. 17/01/2018).

In Tabella 8 è riportata una proposta di modello geologico e geotecnico monodimensionale del sito in esame.

UNITA' LITOLOGICA	Profondità (m da p.c.)		γ (kN/m ³)	ϕ (°)	Cu (kPa)	Modulo edometrico (MPa)
	da	a				
UNITÀ 1 – Argille limose	0.00	2.00÷3.00	19.0	--	75	15
UNITÀ 2 – Argille torbose	2.00÷3.00	7.00÷9.00	18.0	--	18	1
UNITÀ 3 – Argille	7.00÷9.00	>7.00÷9.00	19.0	--	90	14

Tabella -5 Modello geologico e geotecnico.

Va tenuto presente che terreni quali argille organiche e torbe sono caratterizzati da resistenze estremamente esigue e da una fortissima compressibilità che dà origine a cedimenti notevoli che durano per anni anche con l'applicazione di carichi modesti.

Questo processo può causare cedimenti differenziali nelle costruzioni, deformazioni e potenziali danni strutturali. Le cause principali includono la variazione del volume del terreno dovuta a cicli di umidità e siccità, carichi dovuti a strutture sovrastanti, e la natura stessa della torba, che presenta bassissima capacità portante e tempi lunghi per la sua consolidazione.

Verifica del potenziale di liquefazione

Per il sito in esame sono presenti una serie di fattori predisponenti la probabilità di liquefazione:

- Presenza di strati limoso/sabbiosi
- presenza della falda
- accelerazioni massime superiori a 0.15 g

Si procede, in via preliminare, ad una verifica della liquefazione dei terreni calcolando l'indice I_c ed il potenziale di liquefazione. Per l'analisi in esame è stato utilizzato i seguenti parametri:

- $a_g = 0.31$
- magnitudo: 6.14
- falda: 1.80÷2.90 m dal piano campagna durante l'evento sismico

In base al valore stimato dell'indice del potenziale di liquefazione IPL si definiscono le seguenti classi di pericolosità (Sonmez, 2003):

- $IPL = 0$ Non liquefacibile ($FL \geq 1.2$)
- $0 < IPL \leq 2$ Potenziale basso
- $2 < IPL \leq 5$ Potenziale moderato
- $5 < IPL \leq 15$ Potenziale alto
- $15 < IPL$ Potenziale molto alto

I terreni in esame presentano un potenziale di liquefazione (LPI) inferiore a 5, pertanto identificati come **terreni a basso potenziale di liquefazione**.

Conclusioni

Nell'ambito del presente studio è stata eseguita una verifica di compatibilità geologica e geotecnica per analizzare gli aspetti geotecnici e sismici del sito ai fini della stabilità dell'area interessata.

A tale scopo è stata eseguita una campagna di indagini geognostiche che hanno previsto l'esecuzione di:

- n° 3 prove penetrometriche statiche a punta elettrica e piezocono (CPTU)
- n° 2 profili sismici (MASW/REMI)
- n° 2 letture sismiche a stazione singola (HVSr)

Sulla base dei dati reperiti attraverso la consultazione di dati bibliografici e delle indagini geognostiche eseguite è stato possibile determinare che nell'area in esame risultano presenti materiali prevalentemente argilloso limosi, argilloso torbosi e argille di origine alluvionale ascrivibili al Subsistema di Ravenna (AES₈) e nell'Unità di Modena (AES_{8a}).

Data la natura dei terreni (argille organiche e torbe, caratterizzate da resistenze estremamente esigue e da una fortissima compressibilità), va tenuto presente che eventuali carichi eccessivi degli impianti sulle fondazioni possono dare origine a cedimenti del terreno. Tale aspetto deve essere considerato in fase di dimensionamento strutturale delle fondazioni.

Non si riscontrano problematiche geotecniche relative alla liquefazione dei terreni.

Dal punto di vista geologico si afferma quindi che la realizzazione dell'opera in progetto (Portomaggiore BESS) non comporta fenomeni di instabilità dell'area.

La **Relazione di compatibilità geologica e geotecnica** (AMB05R_signed.pdf) descrive le indagini geognostiche eseguite per caratterizzare il sito in questa fase preliminare. Queste includono:

- n° 3 prove penetrometriche statiche a punta elettrica e piezocono (CPTU)
- n° 2 profili sismici (MASW/REMI)
- n° 2 letture sismiche a stazione singola (HVSr)

Nella fase esecutiva, si eseguiranno dettagliate indagini geologiche, con

la realizzazione di sondaggi meccanici spinti almeno fino a 5 metri, prelievo di campioni e prove geotecniche di laboratorio.

6 FONDAZIONI

Le fondazioni dei cabinati saranno realizzate in cemento armato, ubicate ad una profondità minima di 0,20 m dall'attuale piano campagna e ognuna di essere indipendenti e staccata dalle altre.

Gli elementi posti in elevazione, quali container, cabine prefabbricate e strutture in c.a., saranno sostenuti da fondazioni in calcestruzzo armato opportunamente dimensionate sulla base delle specifiche tecniche fornite dai produttori e in conformità ai parametri ambientali e progettuali di riferimento.

Tabella riassuntiva catalogazione degli interventi

cod. Modulo A1/D1	cod.tavola	Descrizione elemento	pratica di riferimento	2272/2016		art. di riferimento
				codice	L0/L1/L2	
PD01_51A	PD01_28	Recinzione	IPRiPI	A.4.1	L1	art.65
PD01_51B	PD01_28	Cancello	IPRiPI	A.4.1	L1	art.65
PD01_51C	PD01_28	Illuminazione	IPRiPI	A.4.2	L1	art.65
PD01_51D	PD01_23	Container bess (batterie)	IPRiPI	A.3.2.a	L1	art.65
PD01_51E	PD01_17	Cabina di trasformazione MV Skid (PCS1)	DEPOSITO sismico			art.94bis + art.65
PD01_51F	PD01_17	Cabina di trasformazione Twin Skid (PCS2)	DEPOSITO sismico			art.94bis + art.65
PD01_51G	PD01_18	Cabina di sezionamento	DEPOSITO sismico			art.94bis + art.65
PD01_51H	PD01_19	Cabina di servizi ausiliari	DEPOSITO sismico			art.94bis + art.65
PD01_51I	PD01_30	Gruppo di pompaggio antincendio	DEPOSITO sismico			art.94bis + art.65
PD01_51L	PD01_20	Cabina di Ricezione, sezionamento e controllo	DEPOSITO sismico			art.94bis + art.65
PD01_51M	/	Vasca di raccolta acque meteoriche	DEPOSITO sismico			art.94bis + art.65
PD01_51N	/	Serbatoio	DEPOSITO sismico			art.94bis + art.65
PD01_51O	/	Tombinamenti e condotte	IPRiPI	A.2.4	L1	/

Tabella -6 Catalogazione degli interventi.

Trattasi quindi di platee in calcestruzzo armato tutte composte dei seguenti materiali:

Materiali per le fondazioni

I materiali dovranno presentare le seguenti caratteristiche:

- CALCESTRUZZO PER FODAZIONI, CLASSE C25/30
Rck ≥ 30 N/mm² per il getto di opere in cemento armato;
- CALCESTRUZZO PER MAGRONE, CLASSE C8/10
Rck ≥ 10 N/mm² per il getto del magrone di fondazione.
- ACCIAIO PER ARMATURE B450C

Per maggiori dettagli sui materiali impiegati, si rimanda al punto 10-Materiali adottati della presente relazione tecnica.

Di seguito si procede schematizzando i vari elementi determinandone le differenze ovvero le dimensioni:

A) Recinzione

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.

B) Cannello

A completamento della recinzione sarà installato un cancello d'ingresso con pali laterali realizzati con profili in acciaio ancorati al terreno con una trave di fondazione in cemento armato.

C) Illuminazione

Sarà realizzato un plinto cubico della dimensione di 60cm per parti a sostegno del palo circolare di illuminazione.

D) Container BESS

Considerate le dimensioni dell'oggetto, si è proceduto al *predimensionamento* della platea in calcestruzzo armato; i relativi valori sono riportati nella tabella seguente.

Si considera un incremento per parte pari a 22cm.

Dimensioni dell'oggetto				Dimensioni della platea			
L	P	H	Sup	L	P	H	Sup
m	m	m	m2	m	m	m	m2
6,06	2,44	2,90	14,79	6,50	2,88	0,40	18,72

Tabella -7 Dimensioni dell'oggetto e della platea.

E) cabina di trasformazione MV Skid (PCS1)

Considerate le dimensioni dell'oggetto, si è proceduto al *predimensionamento* della platea in calcestruzzo armato; i relativi valori sono riportati nella tabella seguente.

Si considera un incremento per parte pari a 95cm.

Dimensioni dell'oggetto				Dimensioni della platea			
L	P	H	Sup	L	P	H	Sup
m	m	m	m2	m	m	m	m2
8,10	2,24	2,30	18,14	10,00	4,34	0,40	43,40

Tabella -8 Dimensioni dell'oggetto e della platea.

F) Cabina di trasformazione Twin Skid (PCS2)

Considerate le dimensioni dell'oggetto, si è proceduto al *predimensionamento* della platea in calcestruzzo armato; i relativi valori sono riportati nella tabella seguente.

Si considera un incremento variabile.

Suddivisione	Dimensioni dell'oggetto				Dimensioni della platea			
Ala	L	P	H	Sup	L	P	H	Sup
	m	m	m	m2	m	m	m	m2
Alax2	3,60	2,02	2,30	7,27	3,85	2,60	0,40	10,01
Corpo	6,00	2,24	2,24	13,44	6,50	3,00	0,40	19,50

Tabella -9 Dimensioni dell'oggetto e della platea.

G) Cabina di sezionamento

Considerate le dimensioni dell'oggetto, si è proceduto al *predimensionamento* della platea in calcestruzzo armato; i relativi valori sono riportati nella tabella seguente.

Si considera un incremento per parte pari a 50cm.

Dimensioni dell'oggetto				Dimensioni della platea			
L	P	H	Sup	L	P	H	Sup
m	m	m	m2	m	m	m	m2
12,19	2,44	2,90	29,74	13,19	3,44	0,40	45,37

Tabella -10 Dimensioni dell'oggetto e della platea.

H) Cabina di servizi ausiliari

Considerate le dimensioni dell'oggetto, si è proceduto al *predimensionamento* della platea in calcestruzzo armato; i relativi valori sono riportati nella tabella seguente.

Si considera un incremento per parte pari a 50cm.

Dimensioni dell'oggetto				Dimensioni della platea			
L	P	H	Sup	L	P	H	Sup
m	m	m	m2	m	m	m	m2
12,19	2,44	2,90	29,74	13,19	3,44	0,40	45,37

Tabella -11 Dimensioni dell'oggetto e della platea.

I) Gruppo di pompaggio antincendio

Considerate le dimensioni dell'oggetto, si è proceduto al *predimensionamento* della platea in calcestruzzo armato; i relativi valori sono riportati nella tabella seguente.

Si considera un incremento per parte pari a 100cm.

Dimensioni dell'oggetto				Dimensioni della platea			
L	P	H	Sup	L	P	H	Sup
m	m	m	m2	m	m	m	m2
10,00	2,40	3,40	24,00	12,00	4,40	0,40	52,80

Tabella -12 Dimensioni dell'oggetto e della platea.

L) Cabina di Ricezione, sezionamento e controllo

Considerate le dimensioni dell'oggetto, si è proceduto al *predimensionamento* della platea in calcestruzzo armato; i relativi valori sono riportati nella tabella seguente.

Si considera un incremento per parte pari a 100cm.

Dimensioni dell'oggetto				Dimensioni della platea			
L	P	H	Sup	L	P	H	Sup
m	m	m	m2	m	m	m	m2
33,00	6,50	4,00	286,00	35,00	8,50	0,40	297,50

Tabella -13 Dimensioni dell'oggetto e della platea.

M) Vasche di raccolta delle acque meteoriche

Come predimensionamento, considerate le dimensioni dell'oggetto, si è proceduto al dimensionamento della platea in calcestruzzo armato; i relativi valori sono riportati nella tabella seguente come esempio della Vasca di raccolta 2 a pianta regolare da 897m² (analogo per Vasca di raccolta 1):

Dimensioni dell'oggetto				Dimensioni della platea			
L	P	H	Sup	L	P	H	Sup
m	m	m	m2	m	m	m	m2
31,42	28,58	1,00	897,98	32,42	29,58	0,30	958,98

Tabella -14 Dimensioni dell'oggetto e della platea.

Si considera un incremento per parte pari a 30cm, al difuori della parete verticale in c.a.

N) Serbatoio

Come predimensionamento è stato considerato il serbatoio chiuso con un volume nominale di stoccaggio dell'acqua di 60 m³, un ingombro circolare a terra di diametro 7,8 metri e un'altezza massima di 6m, con uno spessore della platea di 40cm.

Dimensioni dell'oggetto				Dimensioni della platea			
Ø		H	Sup	L	P	H	Sup
m		m	m2	m	m	m	m2
7,80		6,00	47,78	8,00	8,00	0,40	64,00

Tabella -15 Dimensioni dell'oggetto e della platea.

O) Tombinamenti e condotte

Tombinamenti e condotte per convogliare l'acqua realizzati con elementi in calcestruzzo armato, essi devono essere posizionati su un piano stabile che garantisca la corretta distribuzione dei carichi e impedisce cedimenti differenziali. Nei terreni poco poranti si può fare riferimento a magroni o letti di posa in pietrisco o sabbia.

7 DESTINAZIONI D'USO E AZIONI

Le destinazioni d'uso e le azioni previste per le opere in progetto variano in funzione della tipologia e della funzione dei singoli manufatti ad eccezione delle:

Azioni variabili

Considerando la localizzazione dell'intervento:

Località	PORTOMAGGIORE
Provincia	FERRARA
Regione	EMILIA-ROMAGNA
Latitudine	44,69800 N
Longitudine	11,80500 E
Altitudine s.l.m.	-1,0 m

Tabella -16 Localizzazione.

E la seguente normativa di riferimento:

- D.M. 17 gennaio 2018 - NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI
- Cap. 3 - AZIONI SULLE COSTRUZIONI - Par. 3.3 e 3.4
- Circolare n.7 - 21 gennaio 2019 C.S.LL.PP.

Le azioni variabili che non differiscono per elemento sono:

NEVE

Il carico della neve sulle coperture è calcolato in relazione ai seguenti parametri:

Zona: macro area derivante dalla suddivisione del territorio nazionale;
Esp.: zona topografica di esposizione al vento;
Ce: coefficiente di esposizione al vento;
TR: periodo di ritorno di progetto espresso in anni;
as: altitudine del sito;
qsk: valore caratteristico del carico della neve al suolo (per Tr = 50 anni);
qsn: carico della neve al suolo

Zona	Esposizione	Ce	TR	as	qsk	qsn
II	Zona normale	1,00	50 anni	-1 m	100,00	100,00

Tabella -17 Parametri calcolo neve.

Copertura ad una falda:

Angolo di inclinazione della falda $\alpha = 2,0^\circ$

$m_1 = 0,80 \Rightarrow Q_1 = 80 \text{ daN/mq}$

Schema di carico:

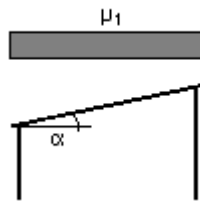


Figura -8 Schema di carico della neve.

VENTO

La velocità del vento è calcolata in relazione ai seguenti parametri:

- Zona: macro area derivante dalla suddivisione del territorio nazionale (NTC - Tab. 3.3.I);
Vb,0: velocità base della zona (NTC - Tab. 3.3.I);
a0: altitudine base della zona (NTC - Tab. 3.3.I);
ks: parametro in funzione della zona in cui sorge la costruzione (NTC - Tab. 3.3.I);
as: altitudine del sito;
TR: periodo di ritorno di progetto espresso in anni;
Vb: velocità di riferimento calcolata come segue:
 $Vb = Vb,0$ per $as \leq a0$
 $Vb = Vb,0 (1 + ks ((as / a0) - 1))$ per $a0 < as \leq 1500$ m
per $as > 1500$ m vanno ricavati da opportuna documentazione o da indagini comprovate
Tali valori non dovranno essere minori di quelli previsti per $as = 1500$ m
Cr: coefficiente di ritorno in funzione del periodo di ritorno TR
Vr: velocità di riferimento riferita al periodo di ritorno TR

Zona	Vb,0	a0	ks	as	TR	Vb	Cr	Vr
2	25 m/s	750 m	0,45	-1 m	50 anni	25,00 m/s	1,000	25,00 m/s

Tabella -18 Parametri calcolo vento.

Pressione cinetica di riferimento, $qr = r Vr^2 / 2 = 39$ daN/mq

dove: r è la densità dell'aria (assunta convenzionalmente costante = 1,25 kg/mc)

Esposizione: Cat. II - Entroterra tra 10 e 40 km dalla costa

Da cui i parametri della tabella 3.3.II delle NTC

Kr	z0	z min
0,19	0,05 m	4 m

Tabella -19 Parametri da NTC 3.3.II.

Classe di rugosità del terreno: D (NTC - Tab. 3.3.III)

Aree prive di ostacoli o con al di più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,..)

L'azione del vento sulle costruzioni è determinata dai seguenti parametri:

Cp: coefficiente di pressione;

Cd: coefficiente dinamico;

Ct: coefficiente di topografia;

Ce: coefficiente di esposizione (funzione di z, z0 e Ct);

z: altezza sul suolo.

Cp	Cd	Ct	Ce	z
1,00	1,00	1,00	2,81	20,00 m

Tabella -20 Parametri azione vento.

Pressione del vento

$$p = q_r C_e C_p C_d = 110 \text{ daN/mq}$$

TEMPERATURA DELL'ARIA ESTERNA

Le temperature esterne, T max (massima estiva) e T min (minima invernale), sono calcolate secondo le seguenti espressioni riferite alla zona climatica:

$$T_{\min} = -15 - 4 \text{ as} / 1000 \quad (\text{NTC 3.5.1})$$

$$T_{\max} = 42 - 6 \text{ as} / 1000 \quad (\text{NTC 3.5.2})$$

dove as è l'altitudine di riferimento

Zona	as	T min	T max
I	-1 m	-15,00 °C	42,01 °C

Tabella -21 Altitudine e Temperature.

Visto quanto indicato sopra, le destinazioni d'uso, le azioni permanenti e alcune azioni variabili variano in base all'elemento per cui si procede alla relativa classificazione distinguendo gli elementi costituenti:

D) Container BESS

cod. PD001_51D

Destinazione d'uso

Esso è destinato esclusivamente all'alloggiamento di apparecchiature tecnologiche ed impiantistiche.

L'accesso è consentito unicamente al personale addetto alle operazioni di controllo e manutenzione, senza permanenza continuativa di persone né presenza di pubblico. Ai fini della classificazione d'uso, il manufatto è pertanto assimilabile ad un:

impianto tecnologico

Azioni permanenti

Il carico permanente del container BESS 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:

$$\text{Totale} = 50,00 \text{ Ton.}$$

Carico permanente

Secondo la sezione 3.1.4 del Decreto del Ministero delle Infrastrutture 17 gennaio 2018

Cat.	Ambienti	q _k [kN/m ²]	Q _k [kN]	H _k [kN/m]
D	Ambienti ad uso commerciale			
	Cat. D1 Negozi	4,00	4,00	2,00
	Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini	5,00	5,00	2,00
	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	≥ 6,00	7,00	1,00*
	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)	2,50	2 x 10,00	1,00**
	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		
		5,00	2 x 50,00	1,00**
H-I-K	Coperture			
	Cat. H Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione	0,50	1,20	1,00
	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.

Tabella -22 NTC 2018, 3.1.4.

$$0,5 \text{ kN/m}^2 \times 18,72 \text{ m}^2 = 9,36 \text{ kN.}$$

Carico sismico

Con l'entrata in vigore del D.M. 14/01/2008 e modifiche del D.M. 20/02/2018, 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:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 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 a_g , F_0 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 Argenta, ove ricade il sito in esame, in **Zona 2**. (in questa zona forti terremoti sono possibili) con un valore dell'azione sismica espresso in termini di accelerazione massima su roccia di 0.25 g. 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

$V_{S,i}$ = 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 V_S non inferiore a 800 m/s.

Il valore della $V_{s,eq}$ 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 "D", così come definita dalla Tabella 3.2.II di cui al D.M. del 17 gennaio 2018.

(da Tab. 3.2.II - Norme Tecniche 2018)

Cat.	Categorie di sottosuolo
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 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.

Tabella -23 Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.

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):

(da Tab. 3.2.III - Norme Tecniche 2018)

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 $i > 30^\circ$

Tabella -24 Categorie topografiche.

Alla luce del quadro geofisico emerso e dal calcolo della $V_{S,eq}$ il sito di progetto ricade nella categoria del suolo "D". 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:

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Tabella -25 Espressioni di SS e di CC.

Per tenere conto delle condizioni topografiche in assenza di analisi di RSL si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T . 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 S_T assume valore unitario.

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
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

Tabella -26 Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T .

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

Denominazione parametro sismico	Valore di input
Vita nominale (anni)	VN = 50 anni
Tipo di costruzione	2
Classe d'uso	III (CU = 1.5)
Periodo di riferimento	VR = CU = 75 anni VN
Categoria di sottosuolo	D
Coordinate geografiche	Latitudine: 44.6426
	Longitudine: 11.8605

Tabella -27 Valori dei parametri per lo studio della pericolosità sismica.

Per determinare, in via del tutto teorica e approssimativa, i valori di F_0 , T^*c e A_g 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 V_r , ricavato per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_n per il coefficiente d'uso C_u .

SL	V_r	p	TR	a_g	F_0	TC^*	F_v	S_s	S_t	CC	TC	TB	TD	dg	vg	a_{max}
	[anni]	[%]	[anni]	[g]	[-]	[s]	[-]	[-]	[-]	[-]	[s]	[s]	[s]	[mm]	[m/s]	[g]
SLO	75	81	45	0.053	2.481	0.271	0.771	1.80	1.00	2.40	0.651	0.217	1.812	27.58	0.097	0.095
SLD		63	75	0.067	2.481	0.281	0.867	1.80	1.00	2.36	0.663	0.221	1.868	36.59	0.125	0.121
SLV		10	712	0.184	2.553	0.278	1.478	1.70	1.00	2.37	0.659	0.220	2.336	117.74	0.323	0.312
SLC		5	1462	0.243	0.249	0.287	0.166	1.80	1.00	2.33	0.670	0.223	2.572	184.69	0.460	0.437

Tabella -28 Parametrici sismici di riferimento(AMB05R).

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

$$a_g * g = 0,184 * 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

$$a_g * g = 1,805 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

$$\eta = 1,0$$

$$q = 1,0$$

$$T = 0,10 \text{ s (periodo adottato)}$$

$$m = 50.000 \text{ kg}$$

Calcolo di spettro di risposta elastico in accelerazione

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

$$0 \leq 0,1 < 0,220$$

$$Se(T) = 0,534$$

$$Se(T) * g = 0,534 * 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

$$Se(T) * g = 5,2347 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

Calcolo accelerazione della progettazione (q=1)

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

$$S_d(T) = \frac{5,2347}{1} = 5,23470 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

Calcolo forze orizzontali (X,Y)

$$F = m * S_d(T) = 50.000 \text{ kg} \times 5,2347 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

Quindi si ottiene i valori di:

$$F_x = 261,735 \text{ kN}$$

$$F_y = 261,735 \text{ kN}$$

Calcolo forza verticale (Z)

$$a_z = 0,3 * a_g$$

$$a_z = 0,3 * 0,184 * 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

$$a_z = 0,5415 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

$$F_z = m * a_z = 50.000 \text{ kg} \times 0,5414 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

Quindi si ottiene i valori di:

$$F_z = 27.076 \text{ N} \approx 27,1 \text{ kN}$$

Carico sismico	$F_z = 27,1$	kN
Carico neve	$q_s = 0,80$	kN/m ²
Carico del vento	$p = 1,10$	kN/m ²

E) Cabina di trasformazione MV Skid (PCS1)

cod. PD001_51E

Destinazione d'uso

Esso è destinato esclusivamente all'alloggiamento di apparecchiature tecnologiche ed impiantistiche. L'accesso è consentito unicamente al personale addetto alle operazioni di controllo e manutenzione, senza permanenza continuativa di persone né presenza di pubblico. Ai fini della classificazione d'uso, il manufatto è pertanto assimilabile ad un:

impianto tecnologico

Azioni permanenti

Il carico permanente della cabina di trasformazione 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:

$$\text{Totale} = 11,50 \text{ Ton.}$$

Carico temporaneo

Secondo la sezione 3.1.4 del Decreto del Ministero delle Infrastrutture 17 Gennaio 2018.
 $0,50 \text{ kN/m}^2 \times 41,40 \text{ m}^2 = 20,70 \text{ kN}$

Carico sismico

Per il carico sismico si applica la stessa analisi del Container Bess, prendendo in considerazione:
 $m = 11.500 \text{ kg}$

Calcolo forze orizzontali (X,Y)

$$F = m * S_d(T) = 11.500 \text{ kg} \times 5,2347 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

Quindi si ottiene i valori di:

$$F_x = 60,199 \text{ kN}$$

$$F_y = 60,199 \text{ kN}$$

Calcolo forza verticale (Z)

$$\begin{aligned} a_z &= 0,3 * a_g \\ a_z &= 0,3 * 0,184 * 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \\ |a_z| &= 0,5415 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \end{aligned}$$

$$F_z = m * a_z = 11.500 \text{ kg} \times 0,5414 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

Quindi si ottiene i valori di:

$$F_z = 6.226 \text{ N} \approx 6,23 \text{ kN}$$

Azioni variabili

Carico sismico	Fz	=6,23	kN
Carico neve	qs	=0,80	kN/m ²
Carico del vento	p	=1,10	kN/m ²

F) Cabina di trasformazione Twin Skid (PCS2)

cod. PD001_51F

Destinazione d'uso

Esso è destinato esclusivamente all'alloggiamento di apparecchiature tecnologiche ed impiantistiche. L'accesso è consentito unicamente al personale addetto alle operazioni di controllo e manutenzione, senza permanenza continuativa di persone né presenza di pubblico. Ai fini della classificazione d'uso, il manufatto è pertanto assimilabile ad un:

impianto tecnologico

Azioni permanenti

Il carico permanente della cabina di trasformazione 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:

$$\text{Totale} = 22,50 \text{ Ton.}$$

Carico temporaneo

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

$$0,50 \text{ kN/m}^2 \times 46,00 \text{ m}^2 = 23,00 \text{ kN}$$

Carico sismico

Per il carico sismico si applica la stessa analisi del Container Bess, prendendo in considerazione: $m=22.500 \text{ kg}$

Calcolo forze orizzontali (X,Y)

$$F = m * Sd(T) = 22.500 \text{ kg} \times 5,2347 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

Quindi si ottiene i valori di:

$$F_x = 117,781 \text{ kN}$$

$$F_y = 117,781 \text{ kN}$$

Calcolo forza verticale (Z)

$$a_z = 0,3 * a_g$$

$$a_z = 0,3 * 0,184 * 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

$$a_z = 0,5415 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

$$F_z = m * a_z = 22.500 \text{ kg} \times 0,5414 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

Quindi si ottiene i valori di:

$$F_z = 12.181 \text{ N} \approx 12,2 \text{ kN}$$

Azioni variabili

Carico sismico	F_z	$\approx 12,20$	kN
Carico neve	q_s	$\approx 0,80$	kN/m ²
Carico del vento	p	$\approx 1,10$	kN/m ²

G) Cabina di sezionamento

cod. PD001_51G

Destinazione d'uso

Esso è destinato sia all'alloggiamento di apparecchiature tecnologiche ed impiantistiche che alla permanenza di personale con permanenza continuativa ma non aperto al pubblico. Ai fini della classificazione d'uso, il manufatto è pertanto assimilabile ad un:

ufficio non aperto al pubblico Cat.B1.**Azioni permanenti**

Il carico permanente della cabina di sezionamento 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:

$$\text{Totale} = 18,00 \text{ Ton.}$$

Carico temporaneo

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.

$$2 \text{ kN/m}^2 \times 41,93 \text{ m}^2 = 83,87 \text{ kN}$$

Carico sismico

Per il carico sismico si applica la stessa analisi del Container Bess, prendendo in considerazione: $m=18.000 \text{ kg}$

Calcolo forze orizzontali (X,Y)

$$F = m * S_d(T) = 18.000,00 \text{ kg} \times 5,2347 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

Quindi si ottiene i valori di:

$$F_x = 94,224 \text{ kN}$$

$$F_y = 94,224 \text{ kN}$$

Calcolo forza verticale (Z)

$$a_z = 0,3 * a_g$$

$$a_z = 0,3 * 0,184 * 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

$$a_z = 0,5415 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

$$F_z = m * a_z = 18.000 \text{ kg} \times 0,5414 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

Quindi si ottiene i valori di:

$$F_z = 9.745 \text{ N} \approx 9,7 \text{ kN}$$

Azioni variabili

Carico sismico	F_z	$=9,70$	kN
Carico neve	q_s	$=0,80$	kN/m ²
Carico del vento	p	$=1,10$	kN/m ²

H) Cabina di servizi ausiliari

cod. PD001_51H

Destinazione d'uso

Esso è destinato sia all'alloggiamento di apparecchiature tecnologiche ed impiantistiche che alla permanenza di personale con permanenza continuativa ma non aperto al pubblico. Ai fini della classificazione d'uso, il manufatto è pertanto assimilabile ad un:

ufficio non aperto al pubblico Cat.B1.

Azioni permanenti

Il carico permanente della cabina di servizi ausiliari 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 = 20,00 Ton.

Carico temporaneo

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.

$$2 \text{ kN/m}^2 \times 41,93 \text{ m}^2 = 83,87 \text{ kN}$$

Carico sismico

Per il carico sismico si applica la stessa analisi del Container Bess, prendendo in considerazione: $m=20.000 \text{ kg}$

Calcolo forze orizzontali (X,Y)

$$F = m * S_d(T) = 20.000,00 \text{ kg} \times 5,2347 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

Quindi si ottiene i valori di:

$$F_x = 104,694 \text{ kN}$$

$$F_y = 104,694 \text{ kN}$$

Calcolo forza verticale (Z)

$$\begin{aligned}a_z &= 0,3 * a_g \\a_z &= 0,3 * 0,184 * 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \\a_z &= 0,5415 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}\end{aligned}$$

$$F_z = m * a_z = 20.000 \text{ kg} \times 0,5414 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

Quindi si ottiene i valori di:

$$F_z = 10.828 \text{ N} \approx 10,8 \text{ kN}$$

Azioni variabili

Carico sismico	F_z	$\approx 10,80$	kN
Carico neve	q_s	$\approx 0,80$	kN/m ²
Carico del vento	p	$\approx 1,10$	kN/m ²

I) Gruppo di pompaggio antincendio

cod. PD001_51I

Destinazione d'uso

Esso è destinato esclusivamente all'alloggiamento di apparecchiature tecnologiche ed impiantistiche. L'accesso è consentito unicamente al personale addetto alle operazioni di controllo e manutenzione, senza permanenza continuativa di persone né presenza di pubblico. Ai fini della classificazione d'uso, il manufatto è pertanto assimilabile ad un:

impianto tecnologico

Azioni permanenti

Il carico permanente del gruppo di pompaggio antincendio 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:

$$\text{Totale} = 30,00 \text{ Ton.}$$

Carico temporaneo

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

$$0,5 \text{ kN/m}^2 \times 52,80 \text{ m}^2 = 26,40 \text{ kN.}$$

Carico sismico

Per il carico sismico si applica la stessa analisi del Container Bess, prendendo in considerazione:
 $m=30.000 \text{ kg}$

Calcolo forze orizzontali (X,Y)

$$F = m * Sd(T) = 30.000,00 \text{ kg} \times 5,2347 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

Quindi si ottiene i valori di:

$$F_x = 157,041 \text{ kN}$$

$$F_y = 157,041 \text{ kN}$$

Calcolo forza verticale (Z)

$$a_z = 0,3 * a_g$$

$$a_z = 0,3 * 0,184 * 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

$$a_z = 0,5415 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

$$F_z = m * a_z = 30.000 \text{ kg} \times 0,5414 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

Quindi si ottiene i valori di:

$$F_z = 16.242 \text{ N} \approx 16,2 \text{ kN}$$

Azioni variabili

Carico sismico	F_z	$\approx 16,20$	kN
Carico neve	q_s	$\approx 0,80$	kN/m ²
Carico del vento	p	$\approx 1,10$	kN/m ²

L) Cabina di Ricezione, sezionamento e controllo

cod. PD001_51L

Destinazione d'uso

Esso è destinato sia all'alloggiamento di apparecchiature tecnologiche ed impiantistiche che alla permanenza di personale con permanenza continuativa ma non aperto al pubblico. Ai fini della classificazione d'uso, il manufatto è pertanto assimilabile ad un:

ufficio non aperto al pubblico Cat.B1.

Azioni permanenti

Il carico permanente della cabina di ricezione, sezionamento e controllo 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:

$$\textbf{Totale} = \textbf{286,00 Ton.}$$

Carico temporaneo

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.

$$2,00 \text{ kN/m}^2 \times 214,50 \text{ m}^2 = 429 \text{ kN}$$

Carico sismico

Per il carico sismico si applica la stessa analisi del Container Bess, prendendo in considerazione:
 $m=286.000 \text{ kg}$

Calcolo forze orizzontali (X,Y)

$$F = m * Sd(T) = 286.000,00 \text{ kg} \times 5,2347 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

Quindi si ottiene i valori di:

$$F_x = 1497,124 \text{ kN}$$

$$F_y = 1497,124 \text{ kN}$$

Calcolo forza verticale (Z)

$$a_z = 0,3 * a_g$$

$$a_z = 0,3 * 0,184 * 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

$$a_z = 0,5415 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

$$F_z = m * a_z = 286.000 \text{ kg} \times 0,5414 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

Quindi si ottiene i valori di:

$$F_z = 154.840 \text{ N} \approx 154,8 \text{ kN}$$

Azioni variabili

Carico sismico	Fz	=154,80	kN
Carico neve	qs	=0,80	kN/m2
Carico del vento	p	=1,10	kN/m2

M) Vasche di raccolta acque meteoriche

cod. PD001_51M

Destinazione d'uso

Esso è destinato esclusivamente alla raccolta e al convogliamento delle acque meteoriche provenienti da superfici esposte alle precipitazioni atmosferiche, quali coperture e aree cortilive, e non è idoneo alla raccolta, al trattamento o allo smaltimento di acque reflue, né di altri liquidi di diversa natura.

Ai fini della classificazione d'uso, il manufatto è pertanto assimilabile ad un:

impianto tecnologico

Azioni permanenti

Il carico permanente è stato considerato in accordo all'altezza della vasca e al peso specifico dell'acqua considerando la totalità del riempimento completo della vasca stessa. Si stima abbia un peso distribuito sull'area interessata di circa:

$$Totale = 1,00 \text{ Ton./m}^2$$

Azioni variabili

Carico neve	qs	=0,80	kN/m2
-------------	----	-------	-------

N) Serbatoio

cod. PD001_51N

Destinazione d'uso

Esso è destinato esclusivamente all'impiego quale serbatoio fuori terra per l'accumulo e il contenimento di acqua, nel rispetto delle condizioni d'uso previste dal progetto. Il manufatto è costituito da una struttura cilindrica realizzata mediante anelli prefabbricati in calcestruzzo armato (c.a.), assemblati in opera e uniti mediante guarnizioni idrotenute e sigillature ad alta resistenza, atte a garantire la tenuta idraulica e la durabilità dell'opera. Ai fini della classificazione d'uso, il manufatto è pertanto assimilabile ad un:

impianto tecnologico

Azioni permanenti

Il carico permanente del serbatoio è stato considerato in accordo al peso totale indicato nei datasheet che include la totalità a pieno carico dell'elemento. Si stima abbia un peso totale di circa:

Totale = 60,00 Ton.

DATI SERBATOIO	
H altezza (mm)	6000
R raggio (mm)	3900
E mod elastico (N/mm ²)	31000
spessore (mm)	50
Peso specifico fluido (N/mm ³)	0,0000981
ni mod. poisson	0,2
Momento inerzia J (mm ⁴)	10850,6944
EJ (Nmm ² /mm)	336371528

Tabella -29 Dati serbatoio.

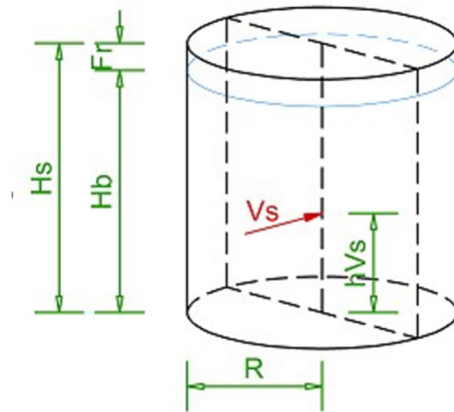


Figura -9 Schematizzazione del serbatoio.

Quota z=0m fondo del serbatoio						
Pressione idrostatica					spostamenti radiali	
profondità (mm)	quota z (mm)	pressione (N/mm ²)	K=Es/R ²	0,101907	quota (m)	w(z) mm
0	6000	0	Beta (mm ⁻¹)	0,002967	6	1,6095E-08
1000	5000	0,00981	Lc (mm)	337,0901	5	0,09626502
2000	4000	0,01962	Lambda (mm)	2116,926	4	0,19253942
3000	3000	0,02943			3	0,28900226
4000	2000	0,03924	M0 (Nmm/m)	3156,245	2	0,38853214
4100	1900	0,040221	H0 (N/m)	-19,2838	1,9	0,3992069
4200	1800	0,041202			1,8	0,41017055
4300	1700	0,042183			1,7	0,42148935
4400	1600	0,043164			1,6	0,43323768
4500	1500	0,044145			1,5	0,44549441
4600	1400	0,045126			1,4	0,45833547
4700	1300	0,046107			1,3	0,47181986
4800	1200	0,047088			1,2	0,48596569
4900	1100	0,048069			1,1	0,50071006
5000	1000	0,04905			1	0,51584459
5100	900	0,050031			0,9	0,53091335
5200	800	0,051012			0,8	0,54505436
5300	700	0,051993			0,7	0,55675611
5400	600	0,052974			0,6	0,56348789
5500	500	0,053955			0,5	0,56114288
5600	400	0,054936			0,4	0,54320545
5700	300	0,055917			0,3	0,4995136
5800	200	0,056898			0,2	0,41442944
5900	100	0,057879			0,1	0,26414716
6000	0	0,05886			0	0,01274796

Tabella -30 Pressione e spostamenti.

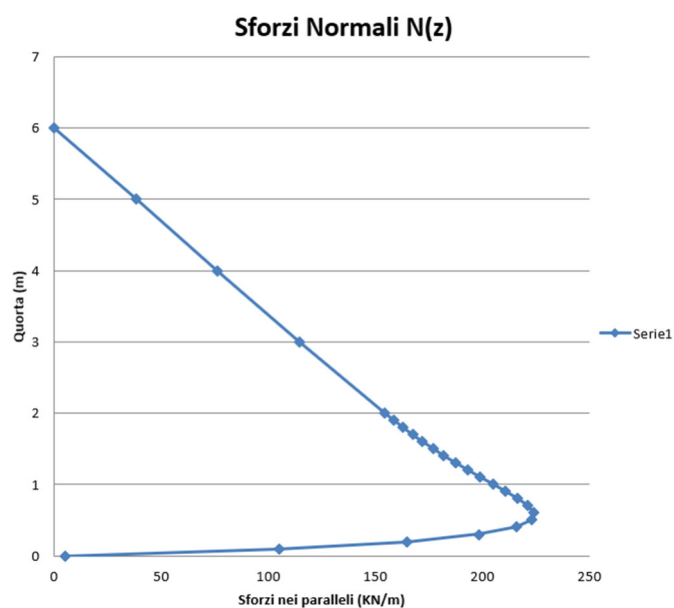


Figura -10 Sforzi normali.

Azioni variabili

Carico sismico	F_z	$\approx 224,00$	kN
Carico neve	q_s	$\approx 0,80$	kN/m ²
Carico del vento	p	$\approx 1,10$	kN/m ²

8 VITA NOMINALE E CLASSE D'USO

In accordo con il §2.4 delle NTC 2018, l'opera in progetto è costituita da un impianto tecnologico destinato ad ospitare sistemi energetici ed apparecchiature impiantistiche strategiche, accessibile esclusivamente a personale autorizzato.

In considerazione dell'importanza dell'opera ai fini della continuità del servizio e della rilevanza dell'infrastruttura impiantistica, la costruzione è classificata in Classe d'Uso III, risultando riconducibile alla categoria:

"Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'Uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso".

Ne consegue la seguente classificazione progettuale:

- TIPO DI COSTRUZIONE: 2
- VITA NOMINALE: $V_n=50$ anni.
- CLASSE D'USO: III
- COEFFICIENTE D'USO $C_U=1.5$

La vita di riferimento dell'opera risulta pertanto pari a:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1.5 = 75 \text{ anni}$$

9 TIPO DI INTERVENTO PREVISTO

La tipologia strutturale delle opere in progetto varia in funzione dei singoli componenti costituenti l'impianto; pertanto si procede di seguito alla schematizzazione delle diverse tipologie previste.

L'intervento in oggetto viene classificato in parte come IPRIPI e in parte come nuova costruzione, secondo la seguente schematizzazione.

Tabella riassuntiva catalogazione degli interventi

cod. Modulo A1/D1	cod.tavola	Descrizione elemento	pratica di riferimento	2272/2016		art. di riferimento
				codice	L0/L1/L2	
PD01_51A	PD01_28	Recinzione	IPRIPI	A.4.1	L1	art.65
PD01_51B	PD01_28	Cancello	IPRIPI	A.4.1	L1	art.65
PD01_51C	PD01_28	Illuminazione	IPRIPI	A.4.2	L1	art.65
PD01_51D	PD01_23	Container bess (batterie)	IPRIPI	A.3.2.a	L1	art.65
PD01_51E	PD01_17	Cabina di trasformazione MV Skid (PCS1)	DEPOSITO sismico			art.94bis + art.65
PD01_51F	PD01_17	Cabina di trasformazione Twin Skid (PCS2)	DEPOSITO sismico			art.94bis + art.65
PD01_51G	PD01_18	Cabina di sezionamento	DEPOSITO sismico			art.94bis + art.65
PD01_51H	PD01_19	Cabina di servizi ausiliari	DEPOSITO sismico			art.94bis + art.65
PD01_51I	PD01_30	Gruppo di pompaggio antincendio	DEPOSITO sismico			art.94bis + art.65
PD01_51L	PD01_20	Cabina di Ricezione, sezionamento e controllo	DEPOSITO sismico			art.94bis + art.65
PD01_51M	/	Vasca di raccolta acque meteoriche	DEPOSITO sismico			art.94bis + art.65
PD01_51N	/	Serbatoio	DEPOSITO sismico			art.94bis + art.65
PD01_51O	/	Tombinamenti e condotte	IPRIPI	A.2.4	L1	/

Tabella -31 Catalogazione interventi.

A) Recinzione

L'intervento in oggetto considerando la recinzione perimetrale depositata all'interno della PD_01 e il DGR 2272/2016 al capitolo:

A.4. Altre opere o manufatti, impianti.

A.4.1. Recinzioni (senza funzione di contenimento del terreno) con elementi murari o in c.a. o in legno o in acciaio, di altezza $\leq 2,50$ m, comprese le relative pensiline di copertura di ingresso di superficie ≤ 4 m². Il limite di altezza non sussiste per le recinzioni in rete metallica, in grigliati metallici e simili, per i cancelli carrabili e le relative strutture di sostegno puntuali. (L1)

Trattasi quindi di una **struttura metallica a elementi puntuali** senza funzione di contenimento del terreno, con elementi in acciaio di altezza $\leq 2,40$ m. Considerando che il limite di altezza non sussiste per le recinzioni in rete metallica (in questo caso rete grigliata plastificata con maglia (5x5)cm, finalizzata alla delimitazione dell'area di proprietà.

La pratica edilizia individuata è un IPRIPI.

B) Cannello

A completamento della recinzione sarà installato un cancello d'ingresso e pali laterali realizzati con profili in acciaio come indicato all'interno della PD_01 e il DGR 2272/2016 al capitolo:

A.4. Altre opere o manufatti, impianti.

A.4.1. Recinzioni (senza funzione di contenimento del terreno) con elementi murari o in c.a. o in legno o in acciaio, di altezza $\leq 2,50$ m, comprese le relative pensiline di copertura di ingresso di superficie ≤ 4 m². Il limite di altezza non sussiste per le recinzioni in rete metallica, in grigliati metallici e simili, per i cancelli carrabili e le relative strutture di sostegno puntuali. (L1)

Trattasi quindi di **struttura metallica a elementi puntuali e lineari con plinti di fondazione in calcestruzzo armato** costituita da cancello sia carrabile che pedonale con pilastri in acciaio e dimensione massima di 5,05m.

La pratica edilizia individuata è un IPRiPI.

C) Illuminazione

Considerando i seguenti pali di illuminazione depositati all'interno della PD_01 e il DGR 2272/2016 al capitolo:

A.4. Altre opere o manufatti, impianti.

A.4.2. Strutture di sostegno per dispositivi di telecomunicazione, illuminazione, torri faro, segnaletica stradale (quali pali, tralicci), pale eoliche, isolate e non ancorate agli edifici, aventi altezza massima ≤ 15 m. (L1)

Trattasi quindi di **struttura puntuale in elementi metallici a mensola (pali in acciaio)**. Per il modello in esame sono stati considerati pali metallici a sezione circolare, aventi diametro pari a 12 cm e altezza massima $\leq 6,00$ m.

La pratica edilizia individuata è un IPRiPI.

D) Container BESS

Considerando che i container sono impianti tecnologici come depositati all'interno della PD_01 e il DGR 2272/2016 al capitolo:

A.3. Manufatti, strutturalmente autonomi, adibiti a servizi, impianti tecnologici, ricovero animali e simili

A.3.2.a Locali per impianti tecnologici ad un solo piano con superficie ≤ 20 m² e altezza ≤ 3 m. (L1)

Trattasi quindi di **struttura autoportante metallica** ad un suolo piano con superficie ≤ 20 m² e altezza ≤ 3 m costituita da telaio in profilati d'acciaio e chiusure perimetrali in pannelli sandwich coibentati.

Il manufatto è progettato per stazionamento in esterno e realizzato per consentire trasporto e posa in opera in unico blocco, con apparecchiature interne già installate. Ove necessario, i moduli batteria possono essere rimossi e trasportati separatamente. È previsto impianto di ventilazione e condizionamento per il mantenimento delle condizioni ambientali interne e sistema antieffrazione con relative segnalazioni. La struttura è progettata in conformità alle NTC 2018 (D.M. 17/01/2018) e relativa normativa sismica vigente.

La pratica edilizia individuata è un IPRiPI.

E) cabina di trasformazione MV Skid (PCS1)

La cabina di trasformazione è composta da più elementi e da una tettoia per cui sarà soggetta a DEPOSITO

Trattasi quindi di **struttura autoportante metallica**, il manufatto è progettato per stazionamento in esterno e realizzato per consentire trasporto e posa in opera in unico blocco, con apparecchiature interne già installate.

F) Cabina di trasformazione Twin Skid (PCS2)

La cabina di trasformazione è composta da più elementi e da una tettoia per cui sarà soggetta a DEPOSITO

Trattasi quindi di **struttura autoportante metallica**, il manufatto è progettato per stazionamento in esterno e realizzato per consentire trasporto e posa in opera in unico blocco, con apparecchiature interne già installate.

G) Cabina di sezionamento

La cabina di sezionamento è composta da una parte destinata ad uffici non aperti al pubblico e l'altra a locale ad uso impianto/tecnologico per cui sarà soggetta a DEPOSITO

Trattasi quindi di **struttura autoportante metallica**, il manufatto è progettato per stazionamento in esterno e realizzato per consentire trasporto e posa in opera in unico blocco, con apparecchiature interne già installate.

H) Cabina di servizi ausiliari

La cabina di servizi ausiliari è composta da una parte destinata ad uffici non aperti al pubblico e l'altra a locale ad uso impianto/tecnologico per cui sarà soggetta a DEPOSITO

Trattasi quindi di **struttura autoportante metallica**, il manufatto è progettato per stazionamento in esterno e realizzato per consentire trasporto e posa in opera in unico blocco, con apparecchiature interne già installate.

I) Gruppo di pompaggio antincendio

Il gruppo di pompaggio è un container con impianto tecnologico ma con un'altezza >3.00m per cui sarà soggetta a DEPOSITO

Trattasi quindi di **struttura autoportante metallica**, il manufatto è progettato per stazionamento in esterno e realizzato per consentire trasporto e posa in opera in unico blocco, con apparecchiature interne già installate.

L) Cabina di Ricezione, sezionamento e controllo

La cabina di Ricezione, sezionamento e controllo è composta da una parte destinata ad uffici non aperti al pubblico e l'altra a locale ad uso impianto/tecnologico per cui sarà soggetta a DEPOSITO

Trattasi quindi di **struttura a telaio in calcestruzzo armato con elementi di tamponamento costituiti da pannelli prefabbricati**, il manufatto è progettato per stazionamento in esterno.

M) Vasche di raccolta acque meteoriche

Saranno realizzate due vasche di grandi dimensioni (Area 1: 1357m², Area2: 897m²) con una profondità di circa 1m in conglomerato cementizio preconfezionato armato per la raccolta delle acque meteoriche, vista l'estensione sarà soggetta a DEPOSITO

Trattasi quindi di **Struttura monolitica interrata in calcestruzzo armato**, realizzata mediante getto in opera.

N) Serbatoio

E' previsto un serbatoio di accumulo per l'antincendio ed è stato ipotizzato come vasca fuori terra di dimensioni pari a Ø7m e h≤6m con un volume nominale pari a 60.000litri (60m³), realizzato con prefabbricati in calcestruzzo armato assemblati in opera esso sarà soggetto a DEPOSITO

Trattasi quindi di **struttura costituita da elementi prefabbricati in calcestruzzo armato, assemblati in opera mediante giunzioni sigillate**, il manufatto è progettato per stazionamento in esterno.

O) Tombinamenti e condotte

Considerando che saranno presenti dei tombinamenti, condotte, altre opere il DGR 2272/2016 al capitolo:

A.2. Opere di sostegno con fondazione diretta e opere idrauliche

A.2.4 Piccoli attraversamenti, tombinamenti su fossi, fognature compresi i pozzetti di ispezione, condotte interrate, realizzati con manufatti scatolari aventi dimensioni nette interne (larghezza e altezza o diametro in caso di sezioni circolari) ≤ 2,50 m. (L1)

Trattasi quindi di **struttura costituita da elementi prefabbricati in calcestruzzo armato** per la formazione di tombinamento.

La pratica edilizia individuata è un IPRiPI.

10 MATERIALI ADOTTATI

Il calcestruzzo per le strutture in C.A. dovrà presentare le seguenti caratteristiche:

CALCESTRUZZO, CLASSE C 25/30

$R_{ck} \geq 30 \text{ N/mm}^2$ per il getto di opere in cemento armato;

resistenza caratteristica a compressione

$$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} = 24.90 \text{ N/mm}^2$$

resistenza caratt. media a compressione

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 32.90 \text{ N/mm}^2$$

resistenza media a trazione semplice

$$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}$$

$$\frac{2}{3} = 2.56 \text{ N/mm}^2$$

resistenza media a trazione per flessione

$$f_{ctm} = 1.2 \times f_{ctm} = 3.07 \text{ N/mm}^2$$

modulo elastico

$$E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 31447.16 \text{ N/mm}^2$$

CALCESTRUZZO PER MAGRONE, CLASSE C 8/10

$R_{ck} \geq 10 \text{ N/mm}^2$ per il getto del magrone di fondazione.

Dosature dei materiali La dosatura dei materiali è orientativamente la seguente per m³ d'impasto, salvo la preparazione dei provini:

- sabbia 0.4 m³
- ghiaia 0.8 m³
- acqua 125 litri
- cemento tipo 425 3 q/m³

Qualità dei componenti:

La sabbia deve essere viva, con grani assortiti in grossezza da 0 a 3 mm, non proveniente da rocce in decomposizione, scricchiolante alla mano, pulita, priva di materie organiche, melmose, terrose e di salsedine.

La ghiaia deve contenere elementi assortiti, di dimensioni fino a 15 mm, resistenti e non gelivi, non friabili, scevri di sostanze estranee, terra e salsedine. Le ghiaie sporche vanno accuratamente lavate. Anche il pietrisco proveniente da rocce compatte, non gessose né gelive, dovrà essere privo di impurità od elementi in decomposizione.

L'acqua da utilizzare per gli impasti dovrà essere limpida, priva di sali in percentuale dannosa e non aggressiva.

Modalità di esecuzione

Il rapporto acqua-cemento per il confezionamento dei conglomerati deve essere contenuto nell'intervallo 0.35-0.55; nei casi in cui il rapporto sia inferiore a 0.35, dovranno essere aggiunti fluidificanti per garantire una efficiente lavorabilità ($A/C = 0.35-0.55$).

Il dosaggio degli inerti deve essere eseguito con modalità tali da garantire la costanza del proporzionamento previsto.

Proponente:

PORTOMAGGIORE BESS S.r.l.

Progetto:

Impianto BESS "Portomaggiore"

Elaborato:RELAZIONE REDATTA AI SENSI 1373/2011 - PRESISMICA**Codifica:** PD02_53

Rev. 1

Luglio 2026

Pag. 46 di 88

Gli impasti devono essere preparati e trasportati in modo da escludere fenomeni di segregazione dei componenti o di prematuro inizio della presa al momento del getto. La classe di consistenza dovrà essere S4, mentre la classe di esposizione, in relazione alle condizioni ambientali, dovrà essere XC2.

Non si deve mettere in opera il conglomerato a temperature atmosferiche inferiori a 0° C, salvo il ricorso ad opportune cautele.

Il disarmo deve avvenire per gradi ed in modo da evitare azioni dinamiche, adottando opportuni provvedimenti.

Il disarmo non deve avvenire prima che la resistenza del conglomerato abbia raggiunto il valore necessario in relazione all'impiego della struttura all'atto del disarmo, tenendo anche conto delle altre esigenze progettuali e costruttive.

Per la corretta esecuzione in opera del conglomerato si provvederà ad una uniforme distribuzione, nella geometria delle opere, mediante idonea costipazione per mezzo di vibratori ad ago o a lamina, ovvero con vibratori esterni.

Per quanto riguarda la corretta stagionatura, saranno assicurate successive annaffiature, se necessario, allo scopo di evitare le conseguenze di un ritiro troppo repentino: la superficie dei getti deve essere mantenuta umida per almeno tre giorni.

Per quanto riguarda l'acciaio:

ACCIAIO PER ARMATURE B450C

$$E = 2e+005 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\nu = 0.300$$

$$G = 76923 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$P_s = 78.5 \text{ (KN/m}^3\text{)}$$

$$\alpha = 1.2e-005 \text{ (1/}^\circ\text{C)}$$

$$f_{yk} = 450 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$f_{tk} = 540 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\gamma_{m,c} = 1.15$$

$$\gamma_{m,t} = 1.15$$

$$\gamma_{m,ecc} = 1$$

Aderenza Migliorata = Si

Tipo Armatura = armatura poco sensibile

$$f_{yd,c} = f_{yd,t} = 450/1.15 = 391.3 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$\sigma_s = 360 \text{ Mpa}$ tensione limite per l'acciaio per combinazione caratteristica (rara)

ACCIAIO PER CARPENTERIA S275

$$E = 2.1e+005 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\nu = 0.300$$

$$G = 80769 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$P_s = 78.5 \text{ (KN/m}^3\text{)}$$

$$\alpha = 1.2e-005 \text{ (1/}^\circ\text{C)}$$

$$f_{yk} = 275 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$f_{tk} = 430 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\gamma_{M0,c} = 1.05$$

$$\gamma_{M0,t} = 1.05$$

$$\gamma_{M1} = 1.05$$

$$\gamma_{m,ecc} = 1$$

$$F_{yD0,c} = F_{yD0,t} = F_{yD1} = 275 / 1.05 = 261.9 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

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

Tabella -32 Tensioni di snervamento e di rottura per laminati a caldo con profili a sezione aperta.

Gli acciai di uso per i container sono in generale laminati a caldo in profilati, barre, larghi piatti, lamiere e profilati cavi (anche tubi saldati provenienti da nastri laminati a caldo) devono appartenere ai gradi da S235 ad S460 compresi e le loro caratteristiche devono essere conformi alle norme armonizzate della serie UNI EN 10025 (per i laminati), UNI EN 10210 (per i tubi senza saldatura) e UNI EN 10219-1 (per i tubi saldati), recanti la Marcatura CE, cui si applica il sistema di attestazione della conformità.

11 PARAMETRI PER LA DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA

Con l'entrata in vigore del D.M. 14/01/2008 e modifiche del D.M. 20/02/2018, 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", chiamata d'ora in poi pericolosità sismica del sito.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g 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:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 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 a_g , F_0 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 Argenta, ove ricade il sito in esame, in **Zona 2**.

(in questa zona forti terremoti sono possibili) con

un valore dell'azione sismica espresso in termini di accelerazione massima su roccia di 0.25

g. 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

Proponente:

PORTOMAGGIORE BESS S.r.l.

Progetto:

Impianto BESS "Portomaggiore"

Elaborato: RELAZIONE REDATTA AI SENSI 1373/2011 - PRESISMICA**Codifica:** PD02_53

Rev. 1

Luglio 2026

Pag. 49 di 88

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

$V_{S,i}$ = 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 V_S non inferiore a 800 m/s.

Il valore della $V_{S,eq}$ 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 "D", così come definita dalla Tabella 3.2.II di cui al D.M. del 17 gennaio 2018.

(da Tab. 3.2.II - Norme Tecniche 2018)

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

Tabella -33 Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.

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):

(da Tab. 3.2.III - Norme Tecniche 2018)

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 $i > 30^\circ$

Tabella -34 Categorie topografiche.

Alla luce del quadro geofisico emerso e dal calcolo della $V_{S,eq}$ il sito di progetto ricade nella categoria del suolo "D". 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 S_S e C_C assumono valore unitario. Per le altre categorie di sottosuolo la Normativa fornisce le espressioni per il calcolo dei coefficienti:

Categoria sottosuolo	S_S	C_C
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Tabella -35 Espressioni di S_S e C_C .

Per tenere conto delle condizioni topografiche in assenza di analisi di RSL si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T . 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 S_T assume valore unitario.

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
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

Tabella -36 Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T .

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

Denominazione parametro sismico	Valore di input
Vita nominale (anni)	$V_N = 50$ anni
Tipo di costruzione	2
Classe d'uso	III ($C_U = 1.5$)
Periodo di riferimento	$V_R = C_U$ $V_N = 75$ anni
Categoria di sottosuolo	D
Coordinate geografiche	Latitudine: 44.6426
	Longitudine: 11.8605

Proponente:

PORTOMAGGIORE BESS S.r.l.

Progetto:

Impianto BESS "Portomaggiore"

Elaborato: RELAZIONE REDATTA AI SENSI 1373/2011 - PRESISMICA**Codifica:** PD02_53

Rev. 1

Luglio 2026

Pag. 51 di 88

Tabella -37 Valori dei parametri per lo studio della pericolosità sismica.

Per determinare, in via del tutto teorica e approssimativa, i valori di F_0 , T^*c e

A_g 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 V_r , ricavato per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_n per il coefficiente d'uso C_u .

SL	V_r	p	TR	a_g	F_0	TC^*	F_v	S_s	S_t	CC	TC	TB	TD	dg	vg	a_{max}
	[anni]	[%]	[anni]	[g]	[-]	[s]	[-]	[-]	[-]	[-]	[s]	[s]	[s]	[mm]	[m/s]	[g]
SLO	75	81	45	0.053	2.481	0.271	0.771	1.80	1.00	2.40	0.651	0.217	1.812	27.58	0.097	0.095
SLD		63	75	0.067	2.481	0.281	0.867	1.80	1.00	2.36	0.663	0.221	1.868	36.59	0.125	0.121
SLV		10	712	0.184	2.553	0.278	1.478	1.70	1.00	2.37	0.659	0.220	2.336	117.74	0.323	0.312
SLC		5	1462	0.243	0.249	0.287	0.166	1.80	1.00	2.33	0.670	0.223	2.572	184.69	0.460	0.437

Tabella -38 Parametrici sismici di riferimento(AMB05R).

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

I parametri sismici attesi al sito per:

- Coordinate WGS84: 44.6426, 11.8605;
- Tipo di costruzione 2 con vita nominale $V_N = 50$ anni;
- Classe d'uso III ($C_U = 1.5$);
- Periodo di riferimento $V_R = C_U V_N = 75$ anni;
- Categoria topografica T1 (Superficie pianeggiante con inclinazione media $i \leq 15^\circ$);
- Categoria stratigrafica D.

Classe d'uso

- ☐ I edifici di minor importanza per la sicurezza pubblica [edifici agricoli...]
- ☐ II edifici ordinari
- ☒ III edifici importanti in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso (scuole, teatri...)
- ☐ IV edifici la cui funzionalità ha importanza fondamentale per la protezione civile (ospedali, municipi...)

Pericolosità e zonazione

pericolosità sismica

agS per SLV: 0.306

Modalità di progettazione semplificata per $agS < 0.075$ ☐

Strutture esistenti

- ☒ LC1: conoscenza limitata
- ☐ LC2: conoscenza adeguata
- ☐ LC3: conoscenza accurata

Fattore di confidenza FC: 1.35

Figura -11 Parametri sismici (Estratto Pro_SAP).

Proponente:
PORTOMAGGIORE BESS S.r.l.

Progetto:
Impianto BESS "Portomaggiore"

Elaborato: RELAZIONE REDATTA AI SENSI 1373/2011 - PRESISMICA

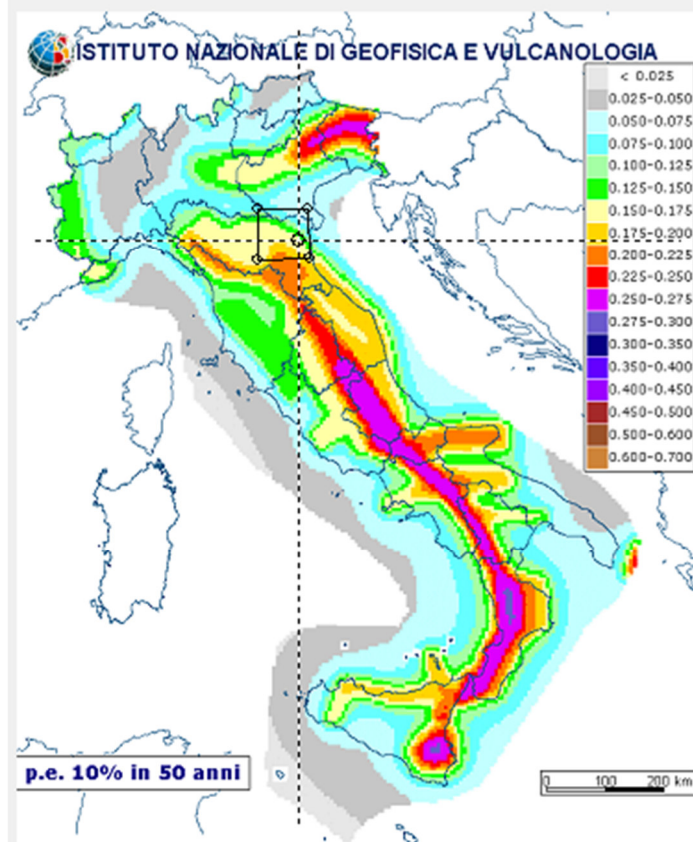
Codifica: PD02_53

Rev. 1

Luglio 2026

Pag. 52 di 88

Valutazione della pericolosità sismica



Vertici della maglia elementare INGV [riferimento ED50]

Id nodo	Longitudine	Latitudine	Distanza [km]
16293	11.805	44.623	5.025
16294	11.875	44.624	2.424
16072	11.874	44.674	3.534
16071	11.804	44.673	5.611

Coordinate geografiche [riferimento WGS84]

Località:

Longitudine: Latitudine:

☐ Applica la Risposta Sismica Locale

Parametri per le forme spettrali

	Pver	Tr	ag [g]	Fo	T*c [sec]
SLO	81	120.43	0.0861	2.555	0.270
SLD	63	201.16	0.1092	2.580	0.270
SLV	10	1898.24	0.2679	2.464	0.291
SLC	5	2475	0.2961	2.440	0.296

Periodo di riferimento per l'azione sismica

Vita Vn [anni]	Coefficiente uso Cu	Periodo Vr [anni]	Livello di sicurezza
100	2	200	100

☐ Rimuovi limiti Vr e Tr (di norma NO)

Figura -12 Valutazione della pericolosità sismica (Estratto Pro_SAP).

Proponente:

PORTOMAGGIORE BESS S.r.l.

Progetto:

Impianto BESS "Portomaggiore"

Elaborato: RELAZIONE REDATTA AI SENSI 1373/2011 - PRESISMICA

Codifica: PD02_53

Rev. 1

Luglio 2026

Pag. 53 di 88

Categoria di suolo di fondazione ☐ A Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi ... ☐ B Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti ... ☐ C Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti ... ☒ D Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti ... ☐ E Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D ...	Categoria topografica ☒ T1 ☐ T2 in sommità al pendio ☐ T3 in cresta al rilievo con moderata ☐ T4 in cresta al rilievo 100 quota relativa (%) Spettri di progetto ☐ Usa spettri esterni Sfoglia...	
--	--	------

Figura -13 Valutazione della pericolosità sismica: caratteristiche topografiche e del suolo (Estratto Pro_SAP).

Parametri e fattori spettrali							
S.L.	ag	S	Fo	Fv	TB	TC	TD
SLO	0.050	1.800	2.487	0.752	0.217	0.650	1.801
SLD	0.064	1.800	2.496	0.852	0.220	0.660	1.856
SLV	0.178	1.715	2.559	1.460	0.219	0.657	2.314
SLC	0.237	1.513	2.494	1.640	0.222	0.666	2.549
Verticale per tutti:		1.000		0.050		0.150	
eta SLO	q SLD x	q SLD y	q SLD z	q SLU x	q SLU y	q SLU z	
1.0	1.0	1.0	1.0	2.728	2.728	1.5	Auto...
Smorzamento...				1.0	1.0	<= Esistenti v. fragili	

Duttilità
☐ ND - non dissipativa
☒ B - media
☐ A - alta
Regolarità
☐ in pianta
☒ in altezza
Edifici isolati
 T is
 s esi

Figura -14 Parametri e fattori spettrali (Estratto Pro_SAP).

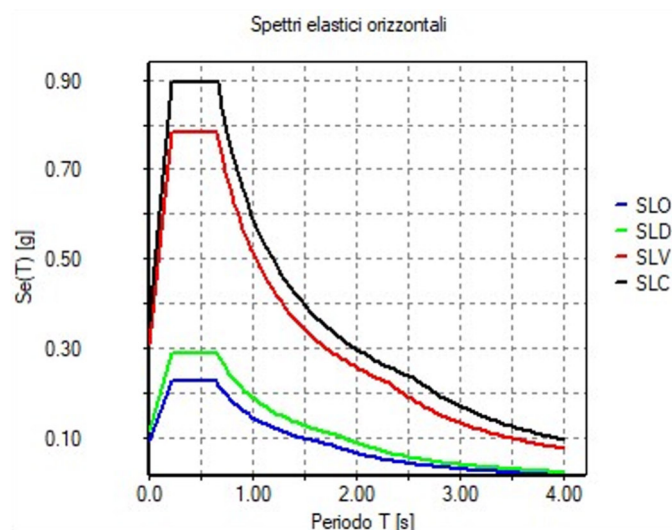


Figura -15 Spettri elastici orizzontali (Estratto Pro_SAP).

12 INTERAZIONE ARCHITETTONICA-IMPIANTISTICA

Si è proceduto all'analisi delle interazioni tra le componenti architettoniche, impiantistiche e strutturali dell'intervento, al fine di limitare interferenze reciproche e garantire il corretto comportamento dell'opera nei confronti delle azioni statiche e sismiche.

L'impianto BESS risulta costituito principalmente da container metallici prefabbricati e cabine tecnologiche installate su opere di fondazione in calcestruzzo armato.

Le principali interazioni architettonico-impiantistiche considerate nel progetto riguardano:

- la compatibilità tra le opere di fondazione e i manufatti prefabbricati installati in elevazione;
- il coordinamento tra strutture portanti, apparecchiature impiantistiche e relativi sistemi di ancoraggio;
- la predisposizione dei passaggi impiantistici e delle canalizzazioni, limitando interferenze con gli elementi strutturali;
- la verifica delle azioni trasmesse alle strutture dalle apparecchiature tecnologiche;
- il contenimento degli effetti indotti dalle azioni sismiche sugli elementi non strutturali e sugli impianti;
- la possibilità di ispezione, manutenzione e sostituzione delle apparecchiature durante la vita utile dell'opera.

Le soluzioni progettuali adottate consentono pertanto di ridurre al minimo le interferenze tra componenti strutturali ed impiantistiche, garantendo la funzionalità dell'impianto, la durabilità delle opere e la sicurezza complessiva della costruzione.

13 CRITERI DI REGOLARITA'

Le opere in progetto presentano caratteristiche geometriche e strutturali sostanzialmente regolari sia in pianta sia in elevazione, ai sensi di quanto previsto dal §7.2.2 delle NTC 2018.

I manufatti costituenti l'impianto, quali container BESS, cabine prefabbricate e apparecchiature tecnologiche, risultano infatti caratterizzati da geometrie semplici e riconducibili prevalentemente a forme rettangolari regolari, con distribuzione pressoché uniforme di masse e rigidezze.

Dal punto di vista strutturale:

- le opere di fondazione sono costituite da platee in calcestruzzo armato di geometria regolare;
- i carichi risultano distribuiti in maniera sostanzialmente uniforme;
- gli elementi in elevazione presentano altezza contenuta e limitata eccentricità tra centro delle masse e centro delle rigidezze;

Le strutture prefabbricate metalliche e le cabine tecnologiche risultano inoltre vincolate alle fondazioni mediante sistemi di ancoraggio idonei a garantire il corretto trasferimento delle azioni statiche e sismiche.

Alla luce delle considerazioni sopra esposte, l'intervento può essere considerato regolare ai fini della modellazione e dell'analisi strutturale.

DI SEGUITO UNO SCHEMA DI RIFERIMENTO RELATIVO ALL'ANALISI

Regolarità in pianta

Un edificio è considerato regolare in pianta se soddisfa contemporaneamente i seguenti parametri: [\[1\]](#)

- **Forma compatta e simmetrica:** La pianta deve essere il più possibile simmetrica rispetto a due assi ortogonali, sia per quanto riguarda le masse (il peso dell'edificio) sia per le rigidezze (la resistenza degli elementi portanti come pilastri e pareti).
- **Rapporto tra i lati:** Il rettangolo in cui l'edificio è idealmente inscritto deve avere un rapporto tra lunghezza e larghezza non superiore a 4
- **Rientranze e sporgenze limitate:** Le eventuali rientranze o sporgenze dell'angolo perimetrale non devono superare il 25% della dimensione totale dell'edificio misurata nella direzione considerata.

Regolarità in altezza

La struttura per essere considerata regolare lungo il suo sviluppo verticale deve rispettare le seguenti caratteristiche:

- **Geometria costante:** La forma e la dimensione devono rimanere costanti o ridursi gradualmente e regolarmente verso l'alto (es. a tronco di piramide/cono), senza variazioni brusche di sagoma.

- **Distribuzione di massa e rigidezza:** Non ci devono essere sbalzi notevoli o variazioni repentine di peso o resistenza tra un piano e l'altro.

Descrizione elemento	Regolarità pianta			Regolarità in altezza	
	Forma compatta e simmetrica	Rapporto tra i lati	Rientranze e sporgenze limitate	Geometria costante	Distribuzione massa e rigidezza
Recinzione	-	-	-	-	-
Cancello	-	-	-	-	-
Illuminazione	-	-	-	-	-
Container bess (batterie)	-	-	-	-	-
Cabina di trasformazione MV Skid (PCS1)	NO	NO	SI	SI	SI
Cabina di trasformazione Twin Skid (PCS2)	NO	NO	NO	NO	NO
Cabina di sezionamento	SI	NO	SI	SI	SI
Cabina di servizi ausiliari	SI	NO	SI	SI	SI
Gruppo di pompaggio antincendio	SI	NO	SI	SI	SI
Cabina di Ricezione, sezionamento e controllo	SI	NO	SI	SI	SI
Vasche di raccolta acque meteoriche	SI	SI	SI (Non per vasca 1)	SI	SI
Serbatoio	SI	SI	SI	SI	SI
Tombinamenti e condotte	-	-	-	-	-

14 DIMENSIONAMENTI DI MASSIMA DEI PRINCIPALI ELEMENTI STRUTTURALI

Le nuove strutture in elevato sono costituite principalmente da strutture prefabbricate e telaio in c.a..

Le fondazioni saranno realizzate con una platea in c.a. avente uno spessore di 40 cm.

A) Recinzione, ribaltamento

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

VERIFICA AL RIBALTAMENTO RECINZIONI				
Peso Complessivo struttura				
Descrizione	u.m	q.tà	Peso unitario (kg)	Peso complessivo (kg)
Recinzioni	m	2,5	8	20
Accessori Vari	m2	2	0,25	0,5
Pilastro in acciaio	cad	2,3	5,00	11,5
		Peso totale struttura [kg]		32
		Peso totale struttura [KN]		0,32
		Braccio della forza [m]		0,04
		Momento favorevole [KN.m]		0,0128
		Coefficiente di riduzione		0,9
		Momento risultante [KN.m]		0,01
Azione terreno su palo				
Lunghezza inserimento palo	Larghezza palo	Sup. laterale palo	Y terreno [KN/mc]	Forza risultante [KN]
1,00	0,08	0,080	19,00	1,52
		Braccio della forza [m]		0,66
		Momento favorevole [KN.m]		1,00
		Coefficiente di riduzione		0,9
		Momento risultante [KN.m]		0,90
		Momento stabilizzante totale [KN.m]		0,91
Azione del vento				
Pressione a mq [KN/mq]	Superficie [mq]		Pressione telaio [KN]	
1,00	0,3		0,300	
		Braccio della forza [m]		1,05
		Momento sfavorevole [KN m]		0,32
		Coefficiente		1,5
		Momento ribaltante [KN m]		0,47

Tabella -39 Verifica a ribaltamento delle recinzioni.

La verifica di ribaltamento viene effettuata per verificare che il momento delle forze che tendono a ribaltare un palo in questo caso, sia inferiore al momento che tende a stabilizzarlo.

Per verificare il ribaltamento della struttura si utilizzerà la relazione "**Mstab(Tot) > Mrib(Tot)**" già comprensiva dei coefficienti previsti dalla normativa.

Come evidente nella tabelle di sintesi dei calcoli effettuati, si ottiene **Mstab (0,91KNm)**

> MRib (0,47 KNm) Verificato

B) Cannello, ribaltamento

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/cannello 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)
Cannello	m	4,75	60	285
Accessori Vari	mq	4,75	0,2	0,95
Pilastro in acciaio	cad	2,3	5,00	11,5
Fondazione	cad	2	1750,00	3500
		Peso totale struttura [kg]		3797
		Peso totale struttura [KN]		37,97
		Braccio della forza [m]		0,50
		Momento favorevole [KN.m]		18,99
		Coefficiente di riduzione		0,9
		Momento risultante [KN.m]		17,09
Azione terreno su palo				
Altezza trave	Larghezza trave	Sup. Laterale trave	Y terreno [KN/mc]	Forza risultante [KN]
0,50	6,0	3,0	19,00	28,50
		Braccio della forza [m]		0,23
		Momento favorevole [KN.m]		6,56
		Coefficiente di riduzione		0,9
		Momento risultante [KN.m]		5,90
		Momento stabilizzante totale [KN.m]		22,99
Azione del vento				
Pressione a mq [KN/mq]	Superficie [mq]		Pressione telaio [KN]	
1,00	2,25		2,250	
		Braccio della forza [m]		2,00
		Momento sfavorevole [KN m]		4,50
		Coefficiente		1,5
		Momento ribaltante [KN m]		6,75

Tabella -40 Verifica a ribaltamento del cancello.

Come si evince dalle tabelle di sintesi dei calcoli effettuati, la struttura risulta verificata al ribaltamento grazie alla relazione " $M_{stab}(Tot) > M_{rib}(Tot)$ " già comprensiva dei coefficienti previsti dalla normativa, in particolare $M_{stab} (22,99KNm) > M_{Rib} (6,75 KNm)$ Verificato.

C) Illuminazione

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.

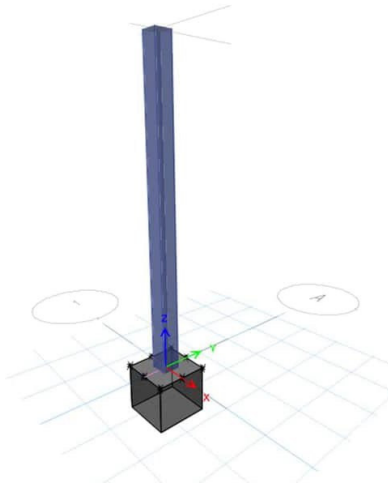


Figura -16 Schema fondazione del palo di illuminazione/cctv.

VERIFICA DELLO SPOSTAMENTO VERTICALE

In base ai risultati del modello, sono stati ottenuti spostamenti massimi di:

-1,18 mm.

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

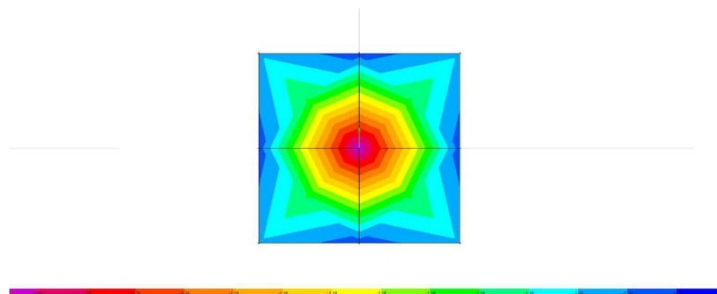


Figura -17 Modellazione della fondazione allo spostamento.

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 $2,5 \text{ ton/m}^2$. In base ai parametri geotecnici forniti dallo studio geotecnico, si stima che la capacità ammissibile del terreno sia pari a circa 13 ton/m^2 .

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.

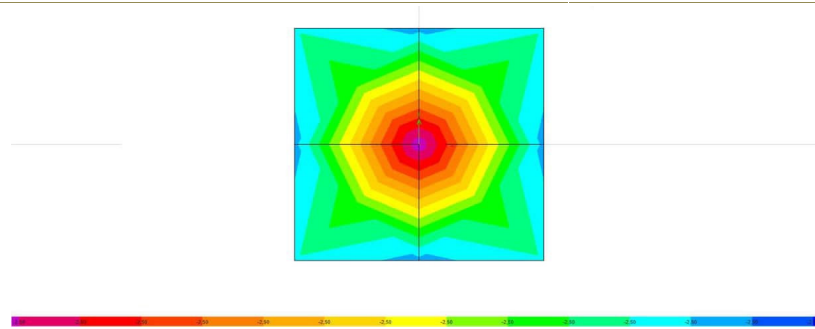


Figura -18 Modellazione della fondazione alla pressione al suolo.

VERIFICA DI STRESS AL TAGLIO

La sollecitazione di taglio dovuta alla sollecitazione del carico modello produce un valore massimo assoluto di 7,99 tonnellate, la platea di fondazione ha la capacità di sostenere una sollecitazione ΦV_c :

$$\begin{aligned}\Phi V_c &= \Phi * \frac{1}{6} * I f' c \\ \Phi V_c &= 0,85 * \frac{1}{6} * \sqrt{28} * 100 \\ \Phi V_c &= 74,96 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}\end{aligned}$$

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

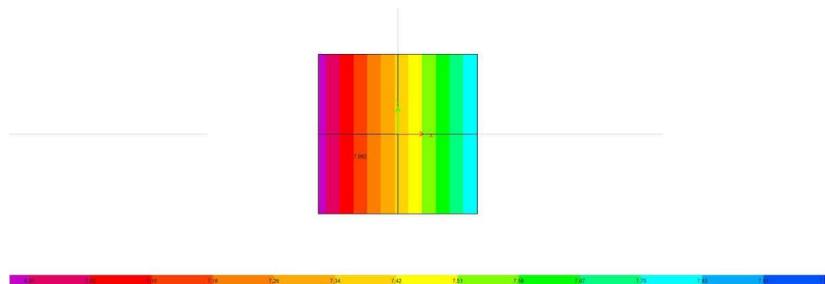


Figura -19 Modellazione della fondazione allo stress di taglio.

VERIFICA DELLA FLESSIONE

Si analizzano i momenti massimi assoluti presentati nel modello, si ottiene un momento massimo assoluto di 3,57 t.m.

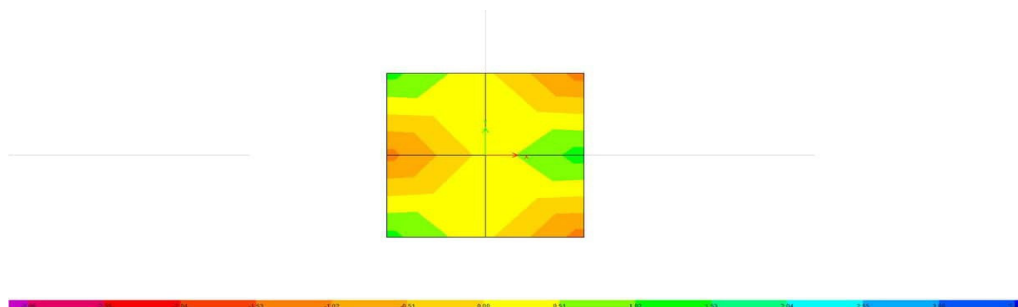


Figura -20 Modellazione della fondazione alla flessione in direzione X.

Con questa distribuzione del momento, il software permette di calcolare la quantità di acciaio necessaria in base alla richiesta di flessione. Per eseguire questa analisi, vengono create dei segmenti di progetto nei punti critici del modello e il programma indica la quantità di acciaio necessaria lungo questi segmenti. CSI SAFE offre la possibilità di eseguire la progettazione secondo le NTC 2018, quindi il calcolo della quantità di acciaio è eseguito in piena conformità alla normativa.



Figura -21 Quantità di acciaio necessaria in direzione X.

In base ai dati del modello, sono necessarie quantità di acciaio dell'ordine dello 0,019%. Tuttavia, per questa tipologia di fondazione la quantità minima di acciaio dovrebbe essere maggiore o uguale allo 0,18% dell'area effettiva della sezione dell'elemento; questi valori ottenuti sono giustificabili a causa della bassa sollecitazione alla flessione.

È stata proposta un'armatura longitudinale di 5 tondini da 12 mm su e giù, se si analizza la sua rappresentazione in quantità ρ si ottiene:

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

$$\rho = \frac{1,1309 \text{ cm}^2 * 5}{60 \text{ cm} * 52,5 \text{ cm}}$$

$$\rho = 0,001801 \sim 0,18\%$$

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

D) 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:

-12,2 mm.

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

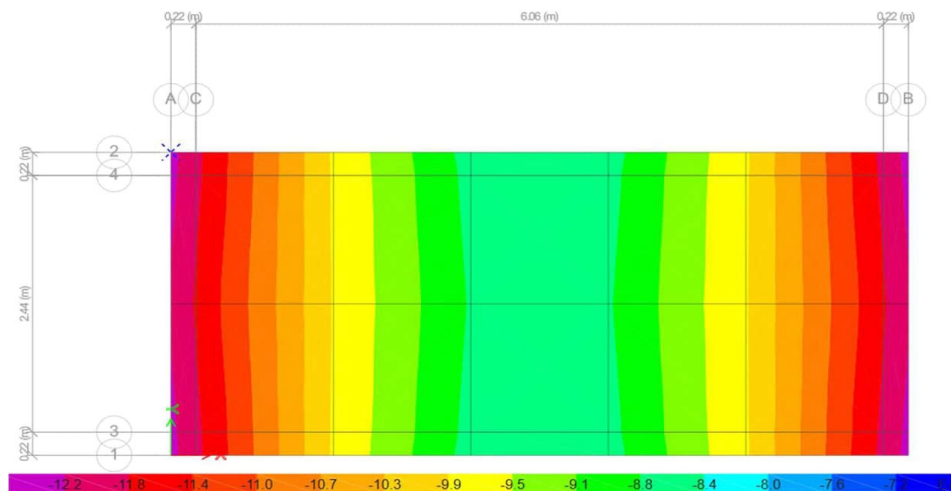


Figura -22 Modellazione della fondazione allo spostamento.

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 $4,995 \text{ ton/m}^2$. In base ai parametri geotecnici forniti dallo studio geotecnico, si stima che la capacità ammissibile del terreno sia pari a circa 13 ton/m^2 .

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

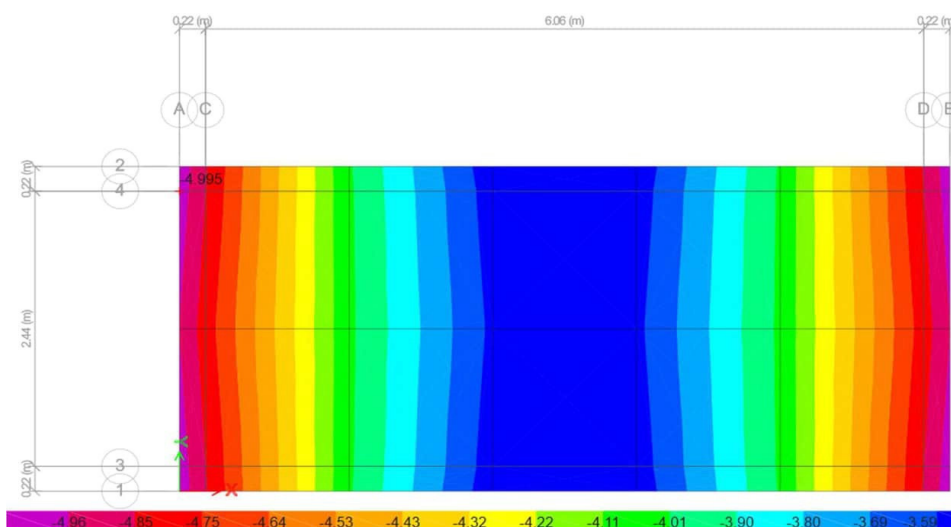


Figura -23 Modellazione della fondazione alla pressione al suolo.

VERIFICA DI STRESS AL TAGLIO

La sollecitazione di taglio dovuta alla sollecitazione del carico modello produce un valore massimo assoluto di 8,90 tonnellate, la platea di fondazione ha la capacità di sostenere una sollecitazione ΦV_c :

$$\begin{aligned}\Phi V_c &= \Phi * \frac{1}{6} * \sqrt{f_c} \\ \Phi V_c &= 0,85 * \frac{1}{6} * \sqrt{28} * 100 \\ \Phi V_c &= 74,96 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}\end{aligned}$$

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

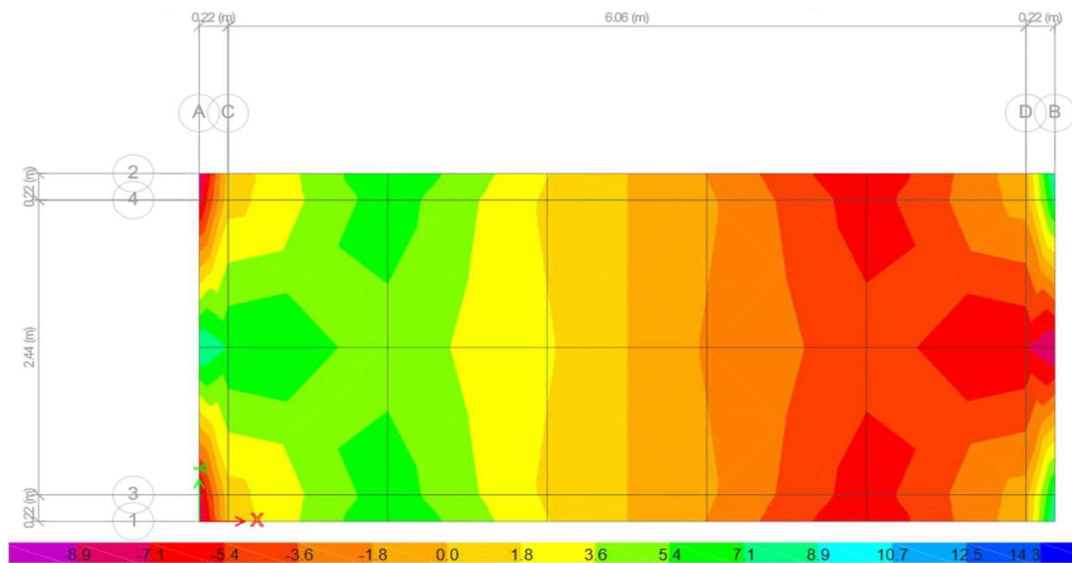


Figura -24 Modellazione della fondazione allo stress di taglio.

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 15,0 Ton*m, mentre per la direzione Y si ottiene un momento massimo assoluto di 5,44 Ton*m.

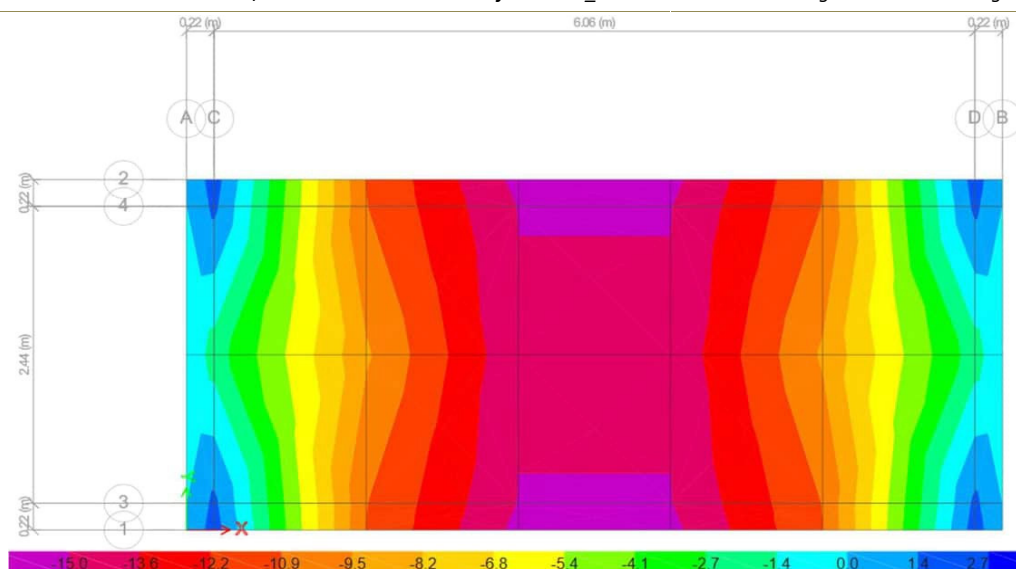


Figura -25 Modellazione della fondazione alla flessione in direzione X.

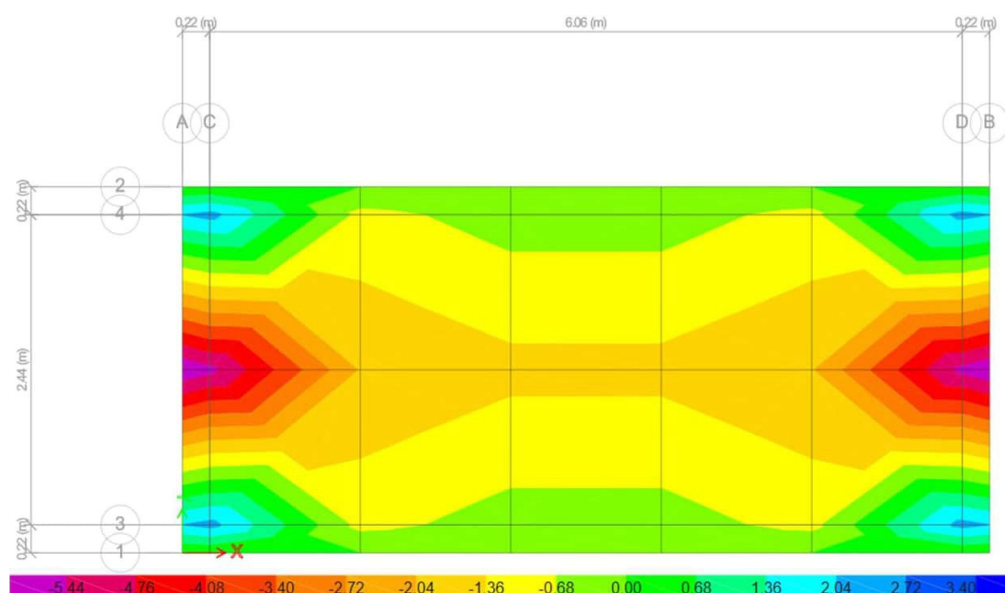


Figura -26 Modellazione della fondazione alla flessione in direzione Y.

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.

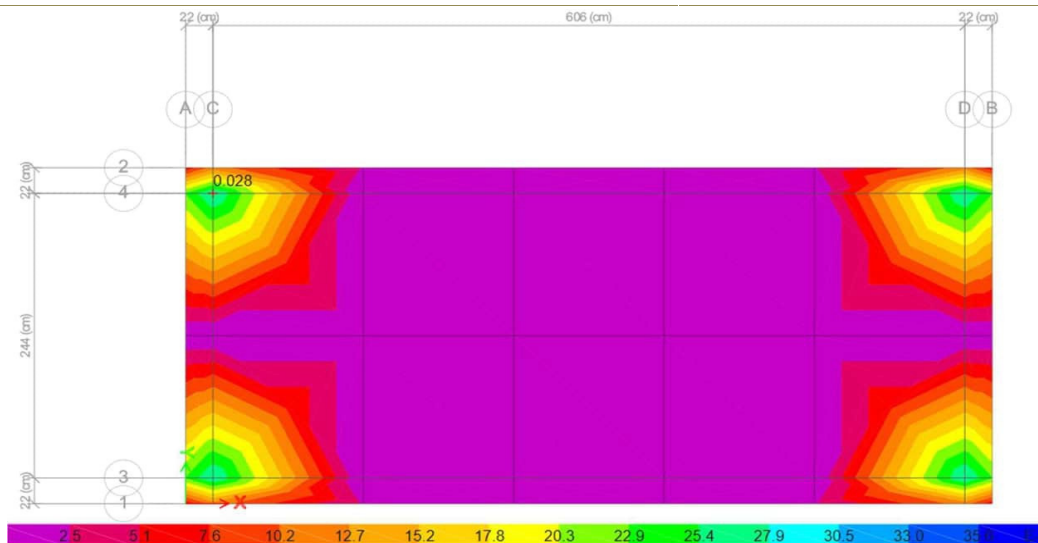


Figura -27 Quantità di acciaio necessaria in direzione X.

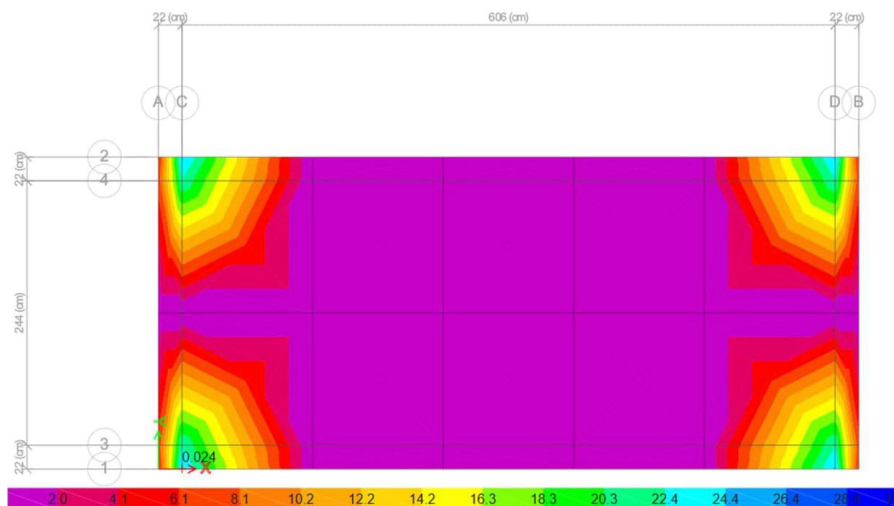


Figura -28 Quantità di acciaio necessaria in direzione Y.

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:

$$S_{\text{m\acute{a}x}} = \frac{a_b * 100}{A_s} = \frac{1,54 \text{ cm}^2 * 100}{2,8 \text{ cm}^2 / \text{m}} = 55 \text{ cm}$$

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

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

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:

Proponente:
PORTOMAGGIORE BESS S.r.l.

Progetto:
Impianto BESS "Portomaggiore"

Elaborato: RELAZIONE REDATTA AI SENSI 1373/2011 - PRESISMICA

Codifica: PD02_53

Rev. 1

Luglio 2026

Pag. 66 di 88

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

$$\rho = \frac{1,54 \text{ cm}^2 * 5}{100 \text{ cm} * 32,5 \text{ cm}}$$

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

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

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

E)cabina di trasformazione MV Skid (PCS1)

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:

-4,06 mm.

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

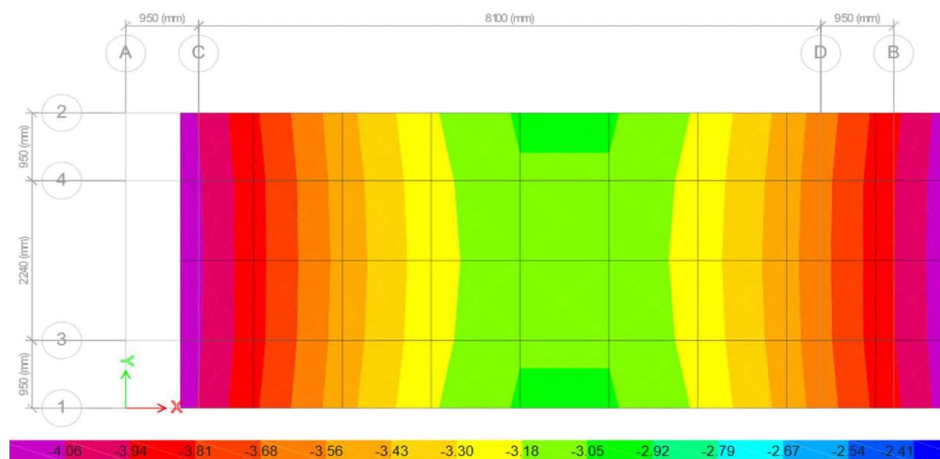


Figura -29 Modellazione della fondazione allo spostamento.

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 1,69 ton/m². In base ai parametri geotecnici forniti dallo studio geotecnico, si stima che la capacità ammissibile del terreno sia pari a circa 13 ton/m².

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

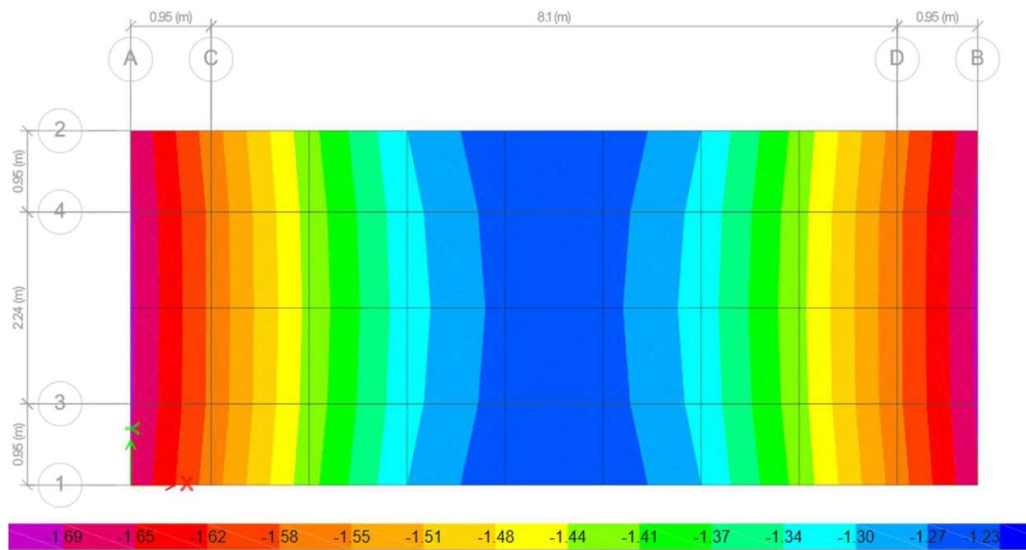


Figura -30 Modellazione della fondazione alla pressione al suolo.

VERIFICA DI STRESS AL TAGLIO

La sollecitazione di taglio dovuta alla sollecitazione del carico modello produce un valore massimo assoluto di 0,86 tonnellate, la platea di fondazione ha la capacità di sostenere una sollecitazione ΦV_c :

$$\begin{aligned}\Phi V_c &= \Phi * \frac{1}{6} * I f' c \\ \Phi V_c &= 0,85 * \frac{1}{6} * \sqrt{28} * 100 \\ \Phi V_c &= 74,96 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}\end{aligned}$$

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

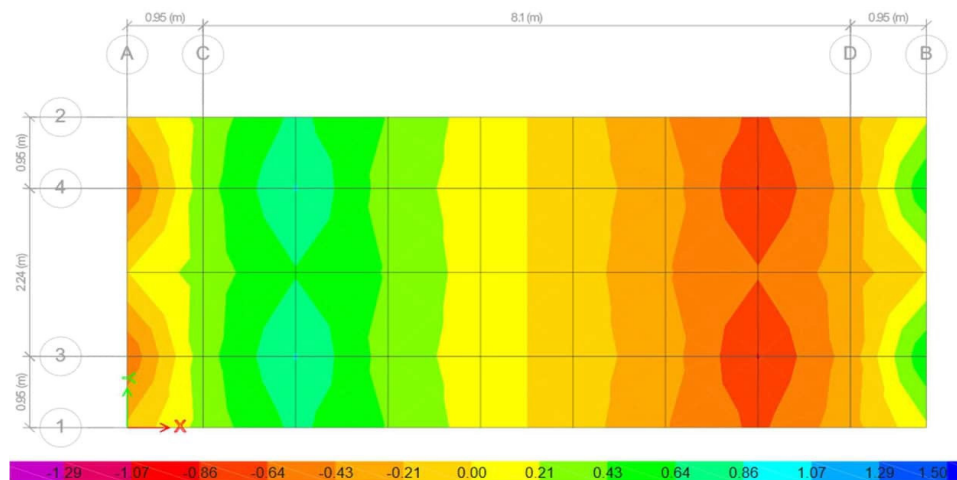


Figura -31 Modellazione della fondazione allo stress di taglio.

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 1,67 Ton*m, mentre per la direzione Y si ottiene un momento massimo assoluto di 0,27 Ton*m.

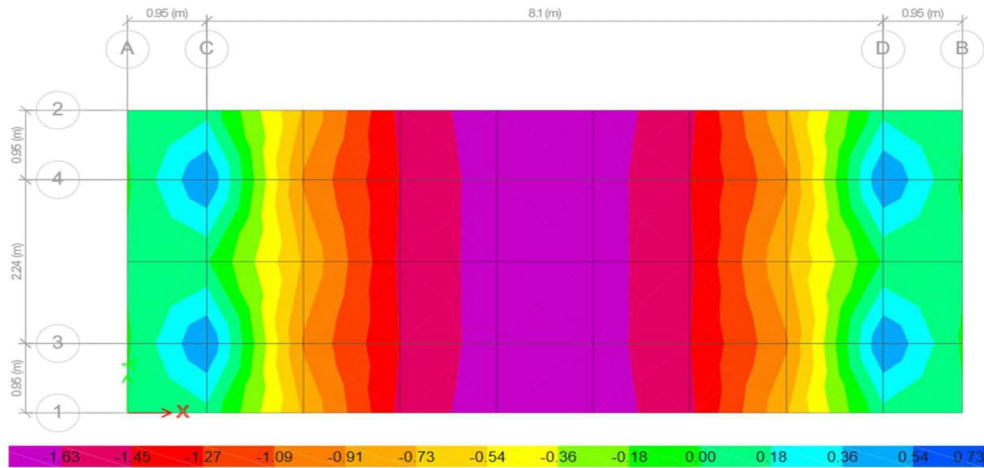


Figura -32 Modellazione della fondazione alla flessione in direzione X.

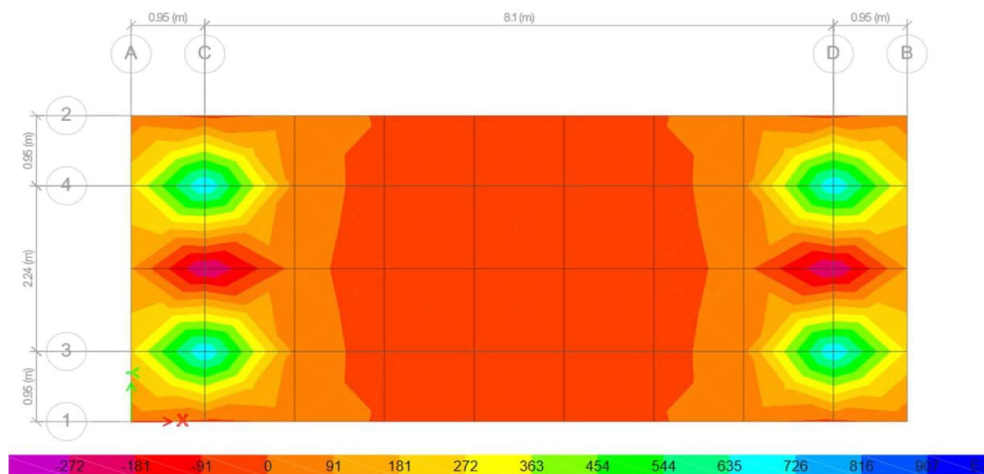


Figura -33 Modellazione della fondazione alla flessione in direzione Y.

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.

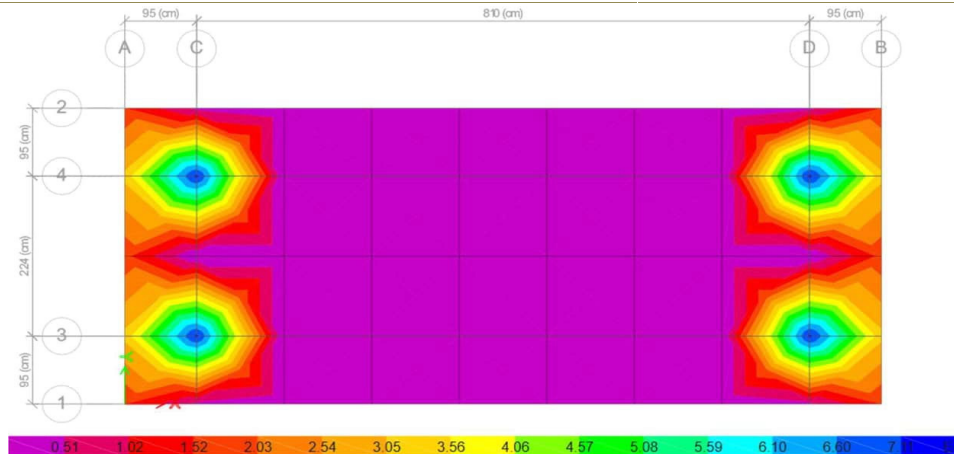


Figura -34 Quantità di acciaio necessaria in direzione X.

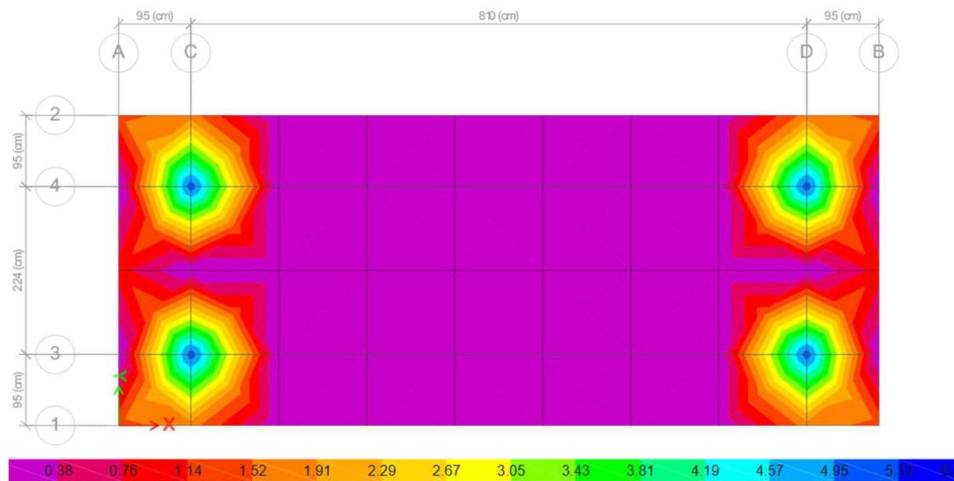


Figura -35 Quantità di acciaio necessaria in direzione Y.

In base ai dati del modello, sono necessarie una quantità massima di acciaio del $0,00711 \text{ cm}^2/\text{cm}$. Di seguito si verifica la distanza richiesta per le barre da 14 mm, deve essere:

$$S_{\text{máx}} = \frac{a_b * 100}{A_s} = \frac{1,54 \text{ cm}^2 * 100}{0,711 \text{ cm}^2/\text{m}} = 216 \text{ cm}$$

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

$$As_{(\text{min})} = \rho_{\text{min}} * b * h = 0,0018 * 100 \text{ cm} * 40 \text{ cm} = 7,2 \text{ cm}^2/\text{m}$$

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:

Proponente:
PORTOMAGGIORE BESS S.r.l.

Progetto:
Impianto BESS "Portomaggiore"

Elaborato: RELAZIONE REDATTA AI SENSI 1373/2011 - PRESISMICA

Codifica: PD02_53

Rev. 1

Luglio 2026

Pag. 70 di 88

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

$$\rho = \frac{1,54 \text{ cm}^2 * 5}{100 \text{ cm} * 32,5 \text{ cm}}$$

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

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

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

F) Cabina di trasformazione Twin Skid (PCS2)

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:

-4,32 mm.

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

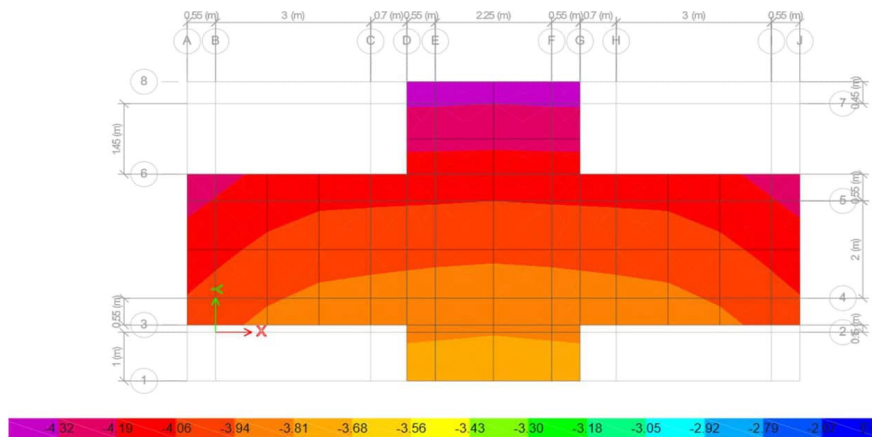


Figura -36 Modellazione della fondazione allo spostamento.

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 1,80 ton/m². In base ai parametri geotecnici forniti dallo studio geotecnico, si stima che la capacità ammissibile del terreno sia pari a circa 13 ton/m².

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

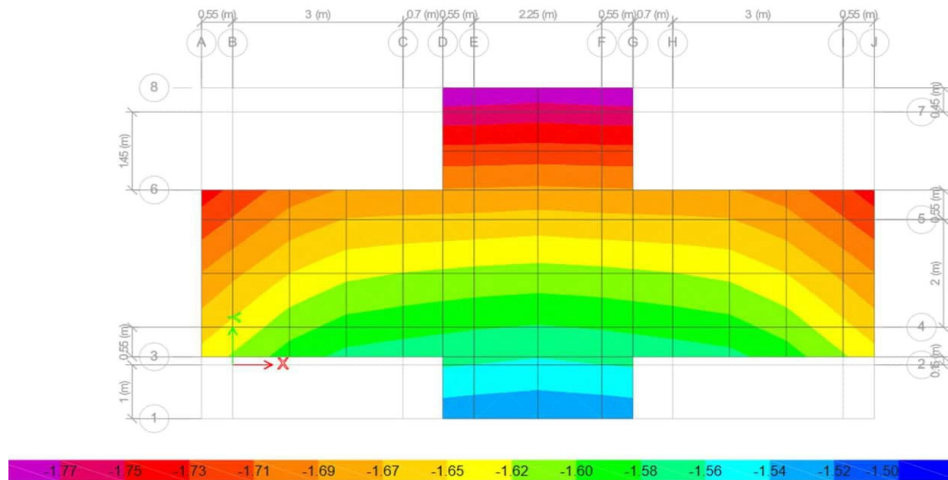


Figura -37 Modellazione della fondazione alla pressione al suolo.

VERIFICA DI STRESS AL TAGLIO

La sollecitazione di taglio dovuta alla sollecitazione del carico modello produce un valore massimo assoluto di 0,71 tonnellate, la platea di fondazione ha la capacità di sostenere una sollecitazione ΦV_c :

$$\begin{aligned}\Phi V_c &= \Phi * \frac{1}{6} * l f'c \\ \Phi V_c &= 0,85 * \frac{1}{6} * \sqrt{28} * 100 \\ \Phi V_c &= 74,96 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}\end{aligned}$$

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

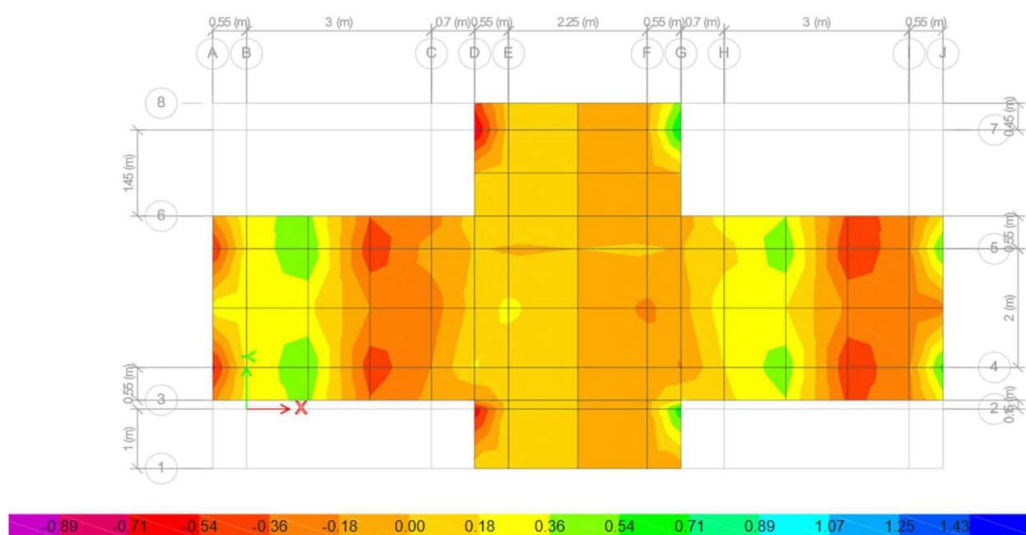


Figura -38 Modellazione della fondazione allo stress di taglio.

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 0,80 Ton*m, mentre per la direzione Y si ottiene un momento massimo assoluto di 0,73 Ton*m.

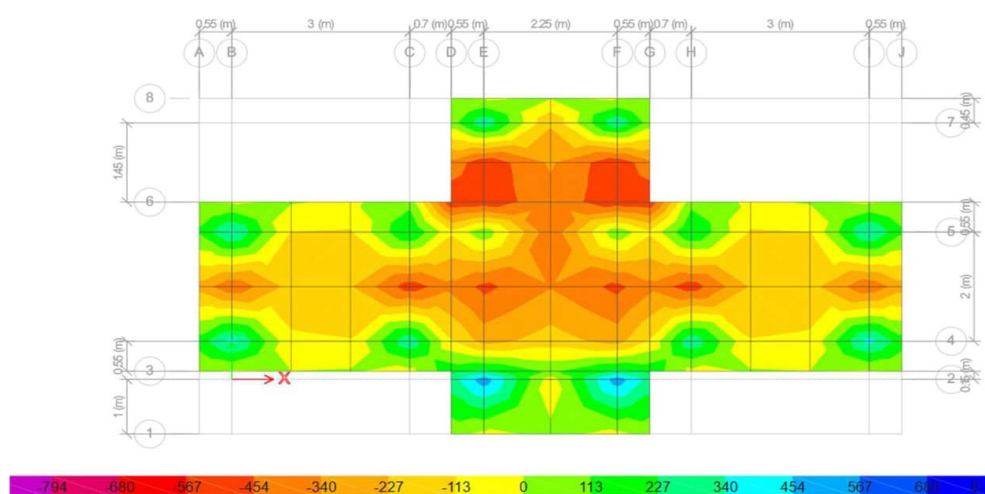


Figura -39 Modellazione della fondazione alla flessione in direzione X.

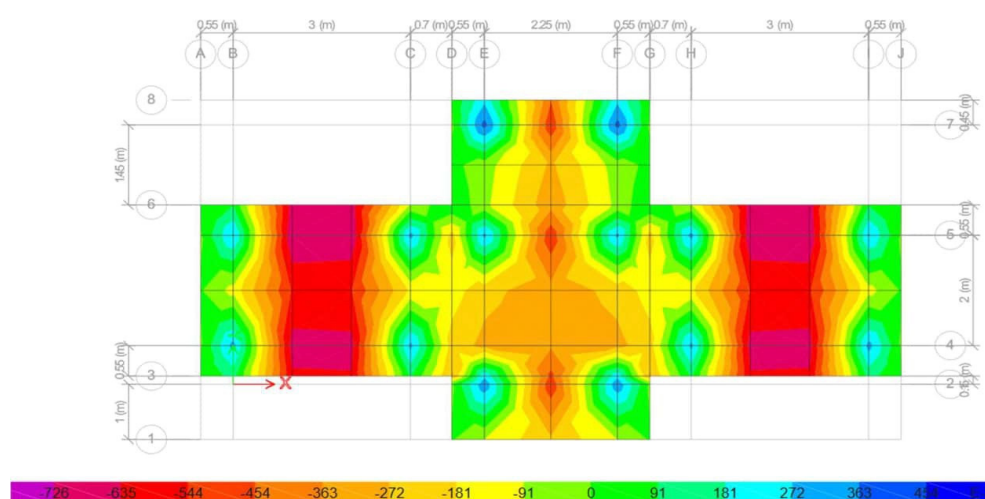


Figura -40 Modellazione della fondazione alla flessione in direzione Y.

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.

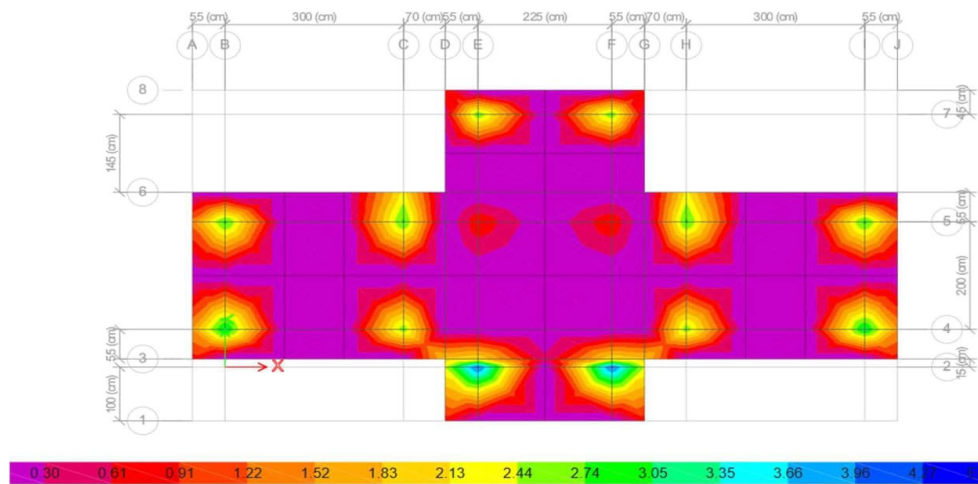


Figura -41 Quantità di acciaio necessaria in direzione X.

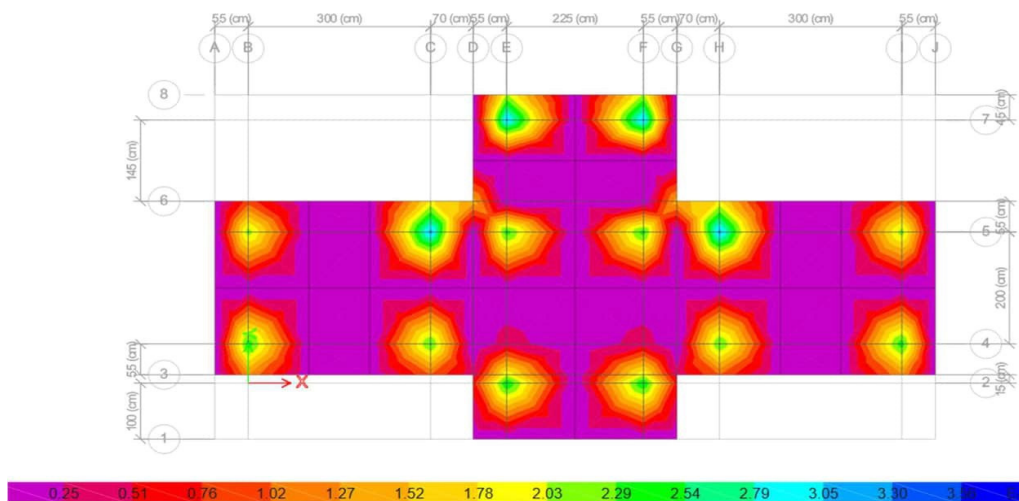


Figura -42 Quantità di acciaio necessaria in direzione Y.

In base ai dati del modello, sono necessarie una quantità massima di acciaio del 0,004 cm²/cm. Di seguito si verifica la distanza richiesta per le barre da 14 mm, deve essere:

$$S_{\max} = \frac{a_b \cdot 100}{A_s} = \frac{1,54 \text{ cm}^2 \cdot 100}{0,40 \text{ cm}^2/\text{m}} = 385 \text{ cm}$$

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

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

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:

Proponente:
PORTOMAGGIORE BESS S.r.l.

Progetto:
Impianto BESS "Portomaggiore"

Elaborato: RELAZIONE REDATTA AI SENSI 1373/2011 - PRESISMICA

Codifica: PD02_53

Rev. 1

Luglio 2026

Pag. 74 di 88

$$\rho = \frac{As}{b * d}$$

$$\rho = \frac{1,54 \text{ cm}^2 * 5}{100 \text{ cm} * 32,5 \text{ cm}}$$

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

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

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

G) Cabina di sezionamento

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:

-4,45 mm.

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

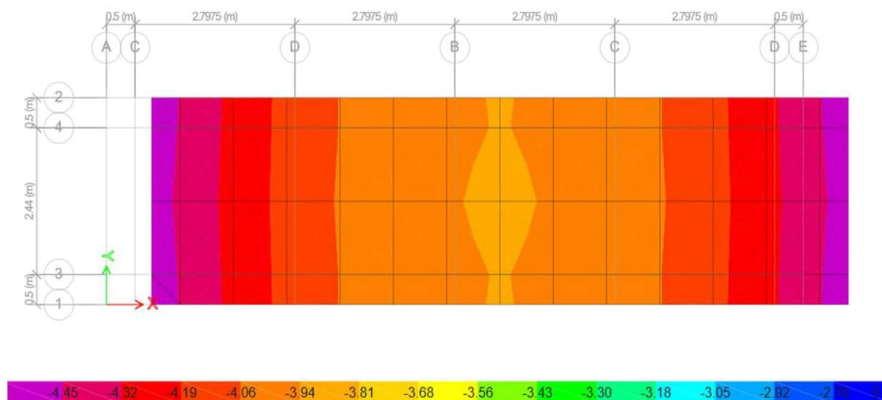


Figura -43 Modellazione della fondazione allo spostamento.

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 1,83 ton/m². In base ai parametri geotecnici forniti dallo studio geotecnico, si stima che la capacità ammissibile del terreno sia pari a circa 13 ton/m².

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

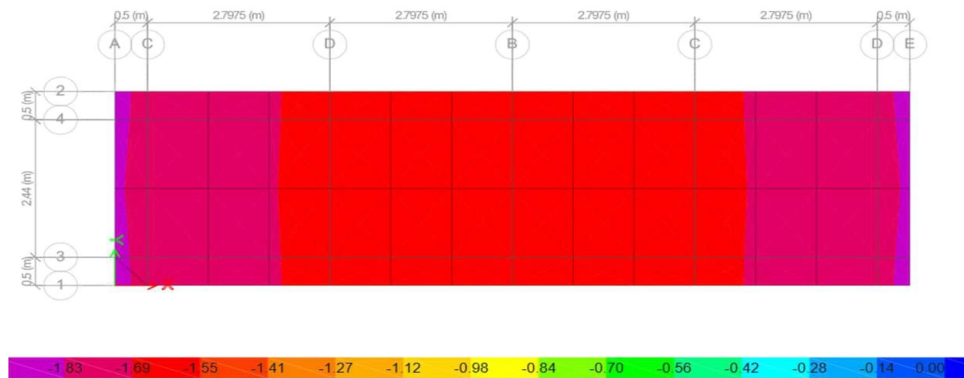


Figura -44 Modellazione della fondazione alla pressione al suolo.

VERIFICA DI STRESS AL TAGLIO

La sollecitazione di taglio dovuta alla sollecitazione del carico modello produce un valore massimo assoluto di 0,71 tonnellate, la platea di fondazione ha la capacità di sostenere una sollecitazione ΦV_c :

$$\begin{aligned}\Phi V_c &= \Phi * \frac{1}{6} * l f' c \\ \Phi V_c &= 0,85 * \frac{1}{6} * \sqrt{28} * 100 \\ \Phi V_c &= 74,96 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}\end{aligned}$$

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

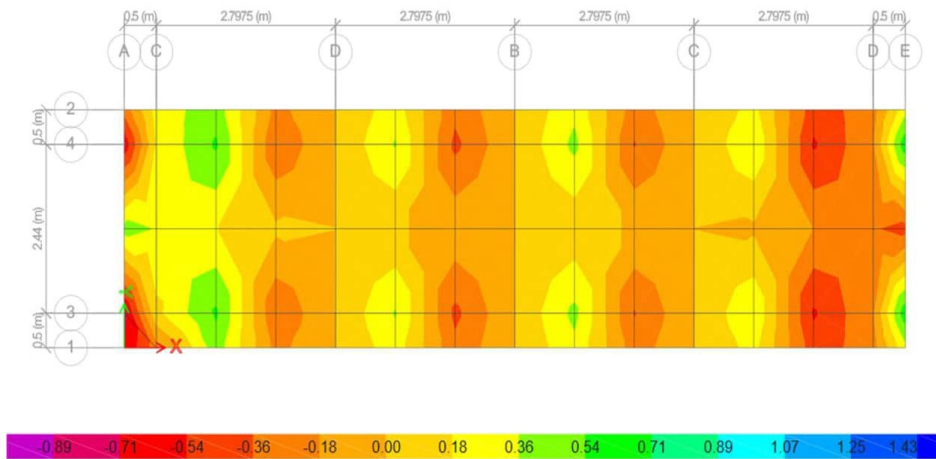


Figura -45 Modellazione della fondazione allo stress di taglio.

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 0,81 Ton*m, mentre per la direzione Y si ottiene un momento massimo assoluto di 0,64 Ton*m.

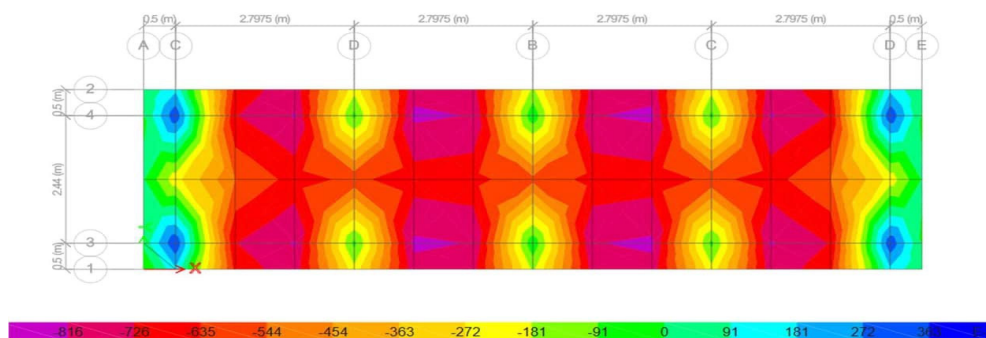


Figura -46 Modellazione della fondazione alla flessione in direzione X.

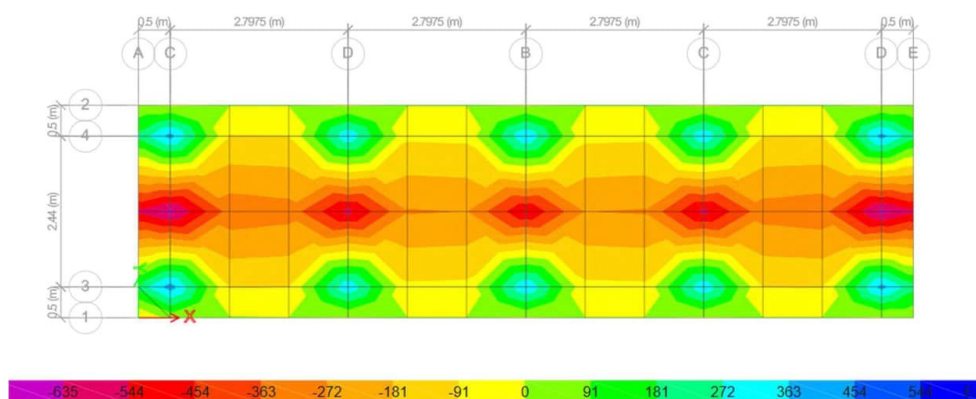


Figura -47 Modellazione della fondazione alla flessione in direzione Y.

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.

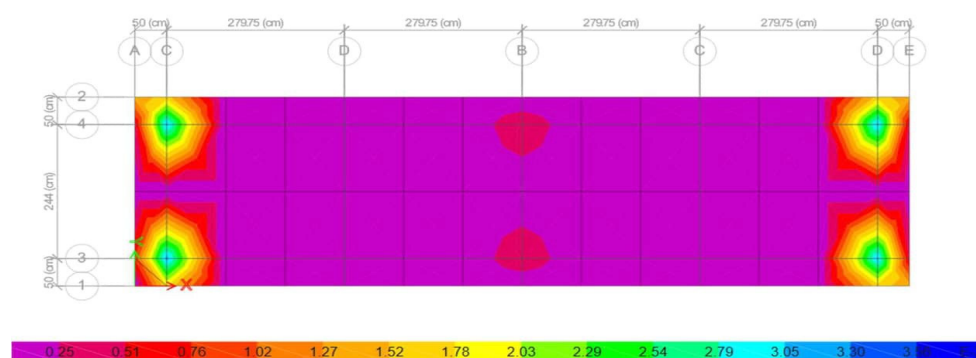


Figura -48 Quantità di acciaio necessaria in direzione X.

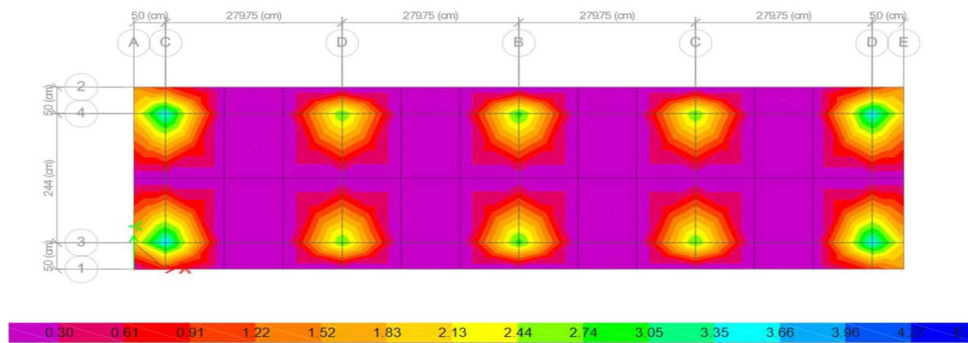


Figura -49 Quantità di acciaio necessaria in direzione Y.

In base ai dati del modello, sono necessarie una quantità massima di acciaio del $0,00427 \text{ cm}^2/\text{cm}$. Di seguito si verifica la distanza richiesta per le barre da 14 mm, deve essere:

$$S_{\max} = \frac{a_b * 100}{A_s} = \frac{1,54 \text{ cm}^2 * 100}{0,427 \text{ cm}^2/\text{m}} = 360,1 \text{ cm}$$

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

$$As_{(\min)} = \rho_{\min} * b * h = 0,0018 * 100 \text{ cm} * 40 \text{ cm} = 7,2 \text{ cm}^2/\text{m}$$

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:

$$\rho = \frac{As}{b * d}$$

$$\rho = \frac{1,54 \text{ cm}^2 * 5}{100 \text{ cm} * 32,5 \text{ cm}}$$

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

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

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

H) Cabina di servizi ausiliari

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:

-4,70 mm.

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

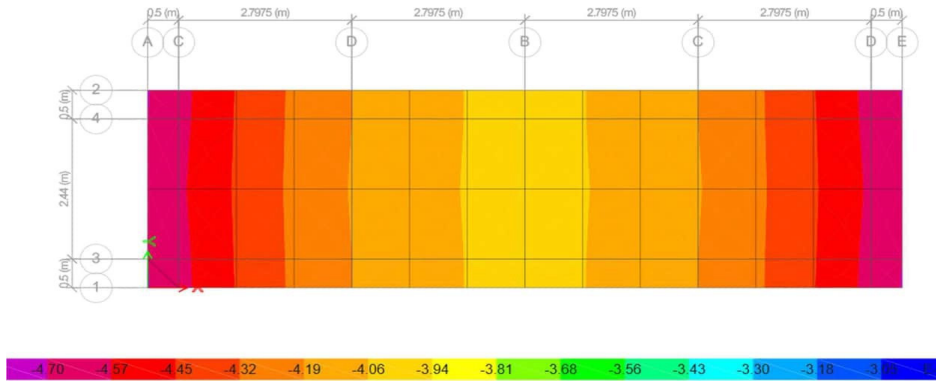


Figura -50 Modellazione della fondazione allo spostamento.

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 $1,90 \text{ ton/m}^2$. In base ai parametri geotecnici forniti dallo studio geotecnico, si stima che la capacità ammissibile del terreno sia pari a circa 13 ton/m^2 .

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

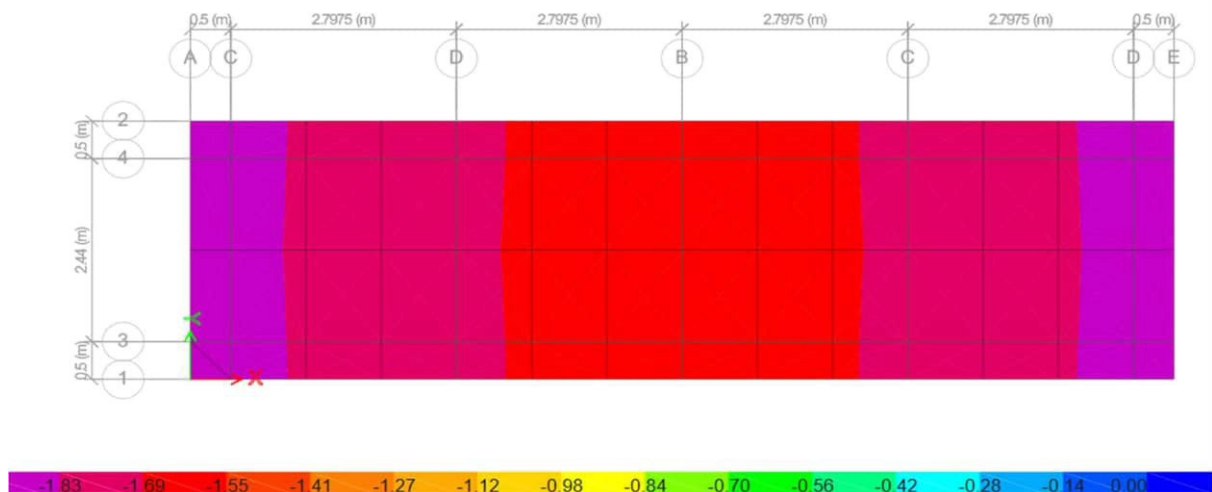


Figura -51 Modellazione della fondazione alla pressione al suolo.

VERIFICA DI STRESS AL TAGLIO

La sollecitazione di taglio dovuta alla sollecitazione del carico modello produce un valore massimo assoluto di $0,71$ tonnellate, la platea di fondazione ha la capacità di sostenere una sollecitazione Φ_{VC} :

$$\begin{aligned}\phi V_c &= \phi * \frac{1}{6} * I f'c \\ \phi V_c &= 0,85 * \frac{1}{6} * \sqrt{28} * 100 \\ \phi V_c &= 74,96 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}\end{aligned}$$

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

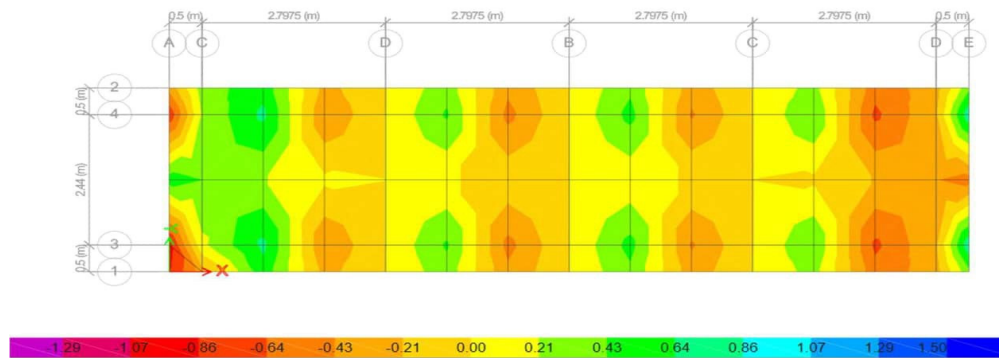


Figura -52 Modellazione della fondazione allo stress di taglio.

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 0,91 Ton*m, mentre per la direzione Y si ottiene un momento massimo assoluto di 0,73 Ton*m.

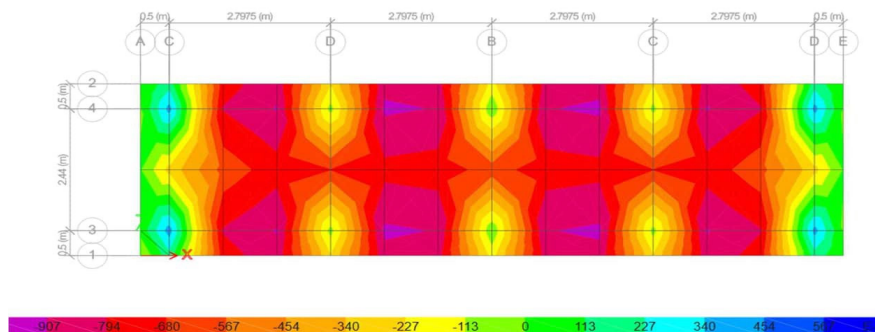


Figura -53 Modellazione della fondazione alla flessione in direzione X.

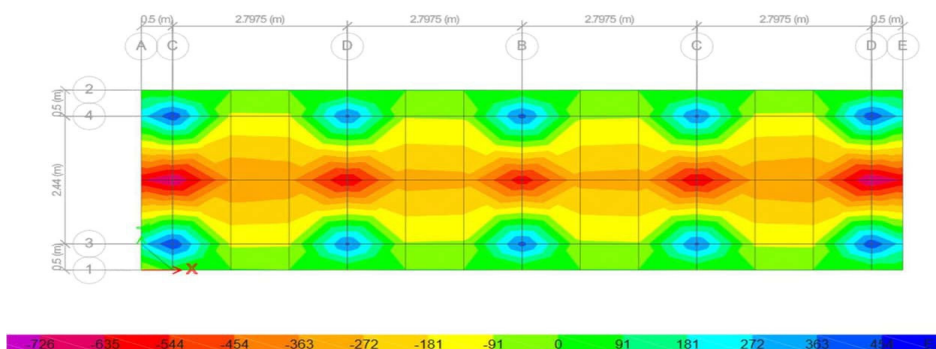


Figura -54 Modellazione della fondazione alla flessione in direzione Y.

Figura -54 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.

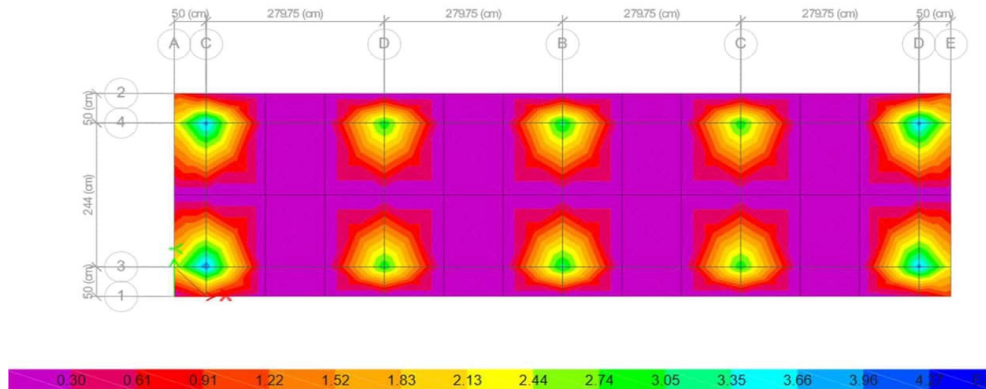


Figura -55 Quantità di acciaio necessaria in direzione X.

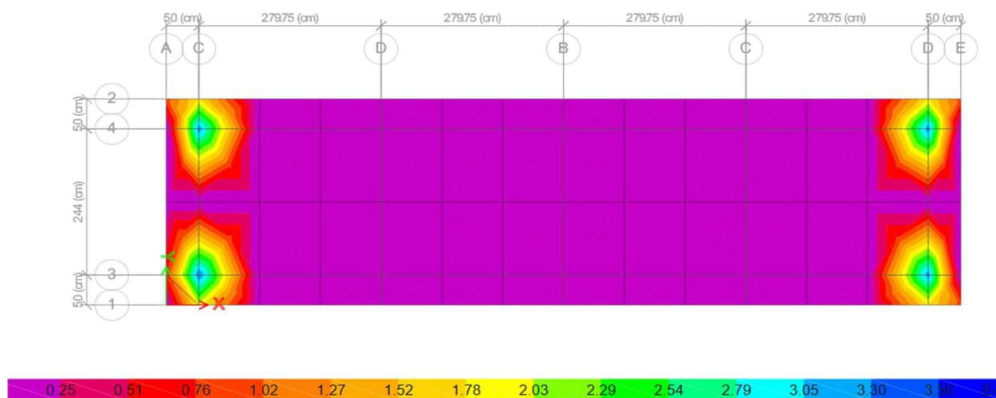


Figura -56 Quantità di acciaio necessaria in direzione Y.

In base ai dati del modello, sono necessarie una quantità massima di acciaio del $0,00427 \text{ cm}^2/\text{cm}$. Di seguito si verifica la distanza richiesta per le barre da 14 mm, deve essere:

$$S_{\text{máx}} = \frac{a_b * 100}{A_s} = \frac{1,54 \text{ cm}^2 * 100}{0,427 \text{ cm}^2/\text{m}} = 360,1 \text{ cm}$$

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

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

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:

$$\rho = \frac{As}{b * d}$$

$$\rho = \frac{1,54 \text{ cm}^2 * 5}{100 \text{ cm} * 32,5 \text{ cm}}$$

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

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

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

I) Gruppo di pompaggio antincendio

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:

-4,30 mm.

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

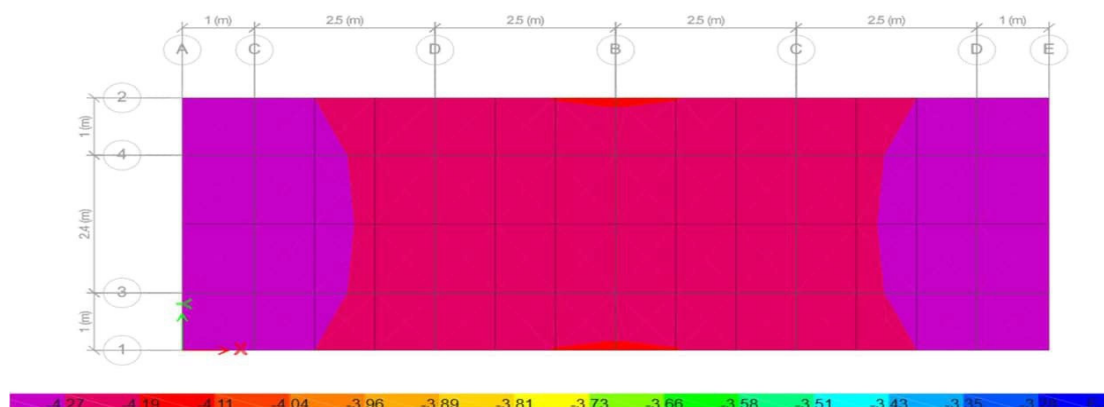


Figura -57 Modellazione della fondazione allo spostamento.

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 1,77 ton/m². In base ai parametri geotecnici forniti dallo studio geotecnico, si stima che la capacità ammissibile del terreno sia pari a circa 13 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.

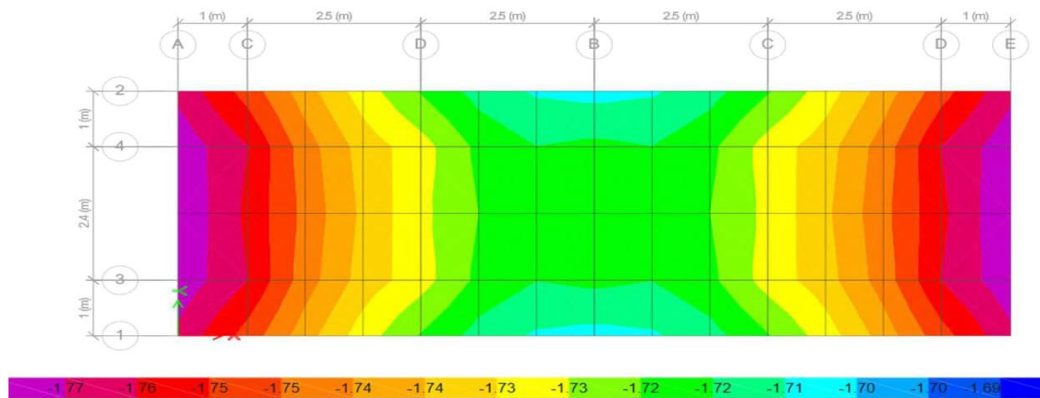


Figura -58 Modellazione della fondazione alla pressione al suolo.

VERIFICA DI STRESS AL TAGLIO

La sollecitazione di taglio dovuta alla sollecitazione del carico modello produce un valore massimo assoluto di 0,73 tonnellate, la platea di fondazione ha la capacità di sostenere una sollecitazione ΦV_c :

$$\begin{aligned}\Phi V_c &= \Phi * \frac{1}{6} * l f' c \\ \Phi V_c &= 0,85 * \frac{1}{6} * \sqrt{28} * 100 \\ \Phi V_c &= 74,96 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}\end{aligned}$$

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

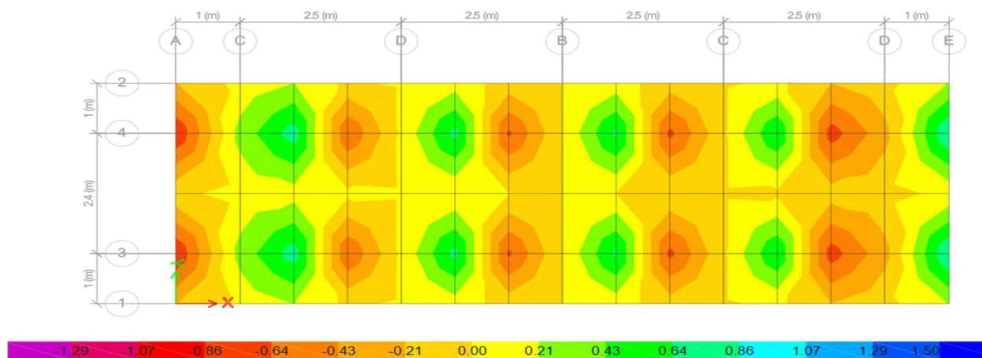


Figura -59 Modellazione della fondazione allo stress di taglio.

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 1,02 Ton*m, mentre per la direzione Y si ottiene un momento massimo assoluto di 0,91 Ton*m.

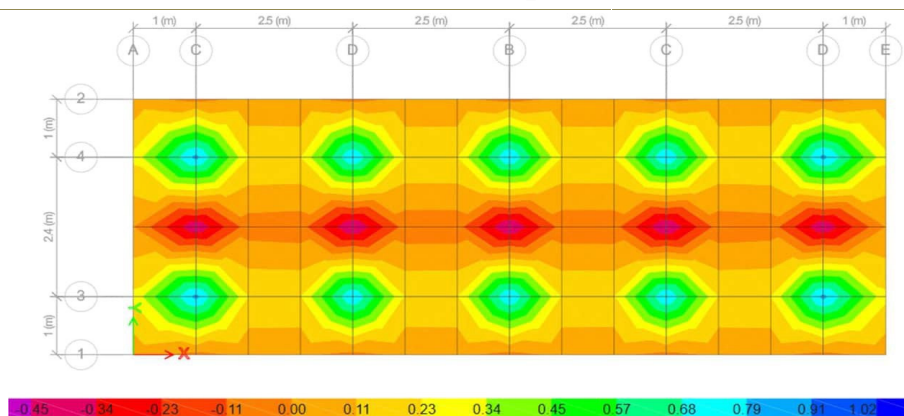


Figura -60 Modellazione della fondazione alla flessione in direzione X.

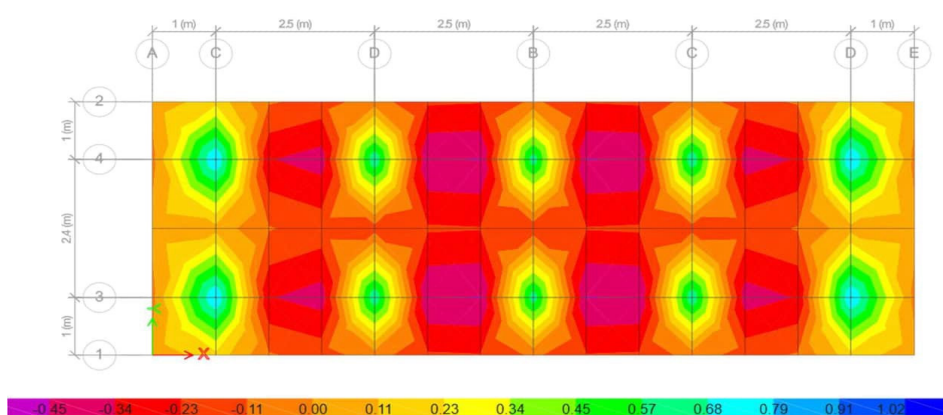


Figura -61 Modellazione della fondazione alla flessione in direzione Y.

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.

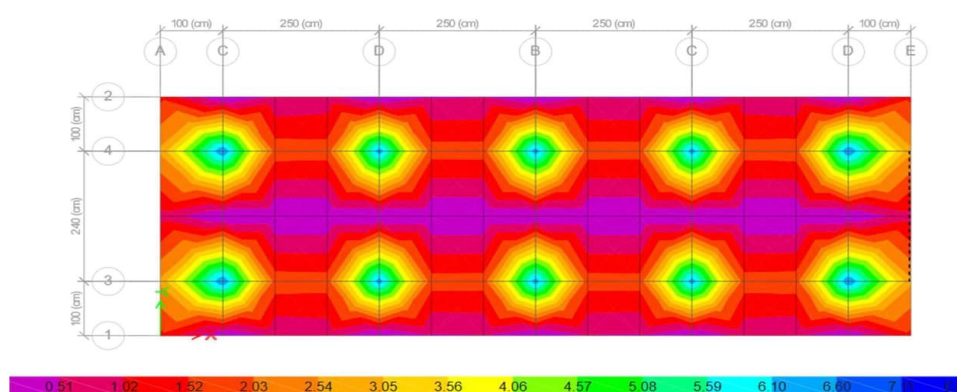


Figura -62 Quantità di acciaio necessaria in direzione X.

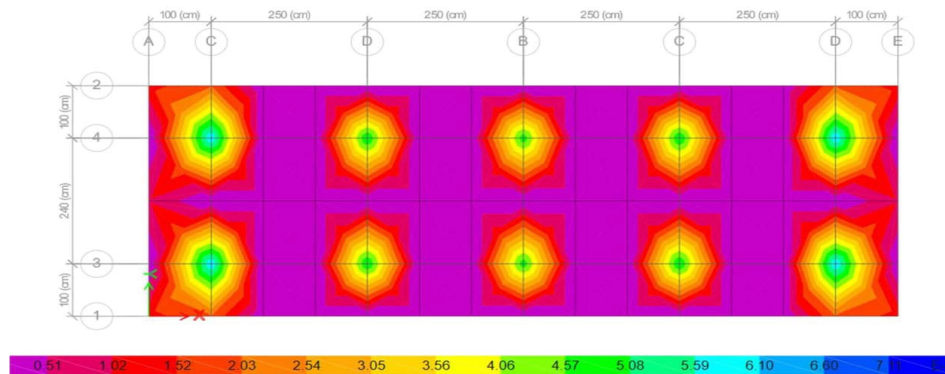


Figura -63 Quantità di acciaio necessaria in direzione Y.

In base ai dati del modello, sono necessarie una quantità massima di acciaio del $0,00711 \text{ cm}^2/\text{cm}$. Di seguito si verifica la distanza richiesta per le barre da 14 mm, deve essere:

$$S_{\text{m\acute{a}x}} = \frac{a_b * 100}{A_s} = \frac{1,54 \text{ cm}^2 * 100}{0,711 \text{ cm}^2/\text{m}} = 109,5 \text{ cm}$$

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

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

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:

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

$$\rho = \frac{1,54 \text{ cm}^2 * 5}{100 \text{ cm} * 32,5 \text{ cm}}$$

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

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

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

L) Cabina di Ricezione, sezionamento 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:

-8,40 mm.

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

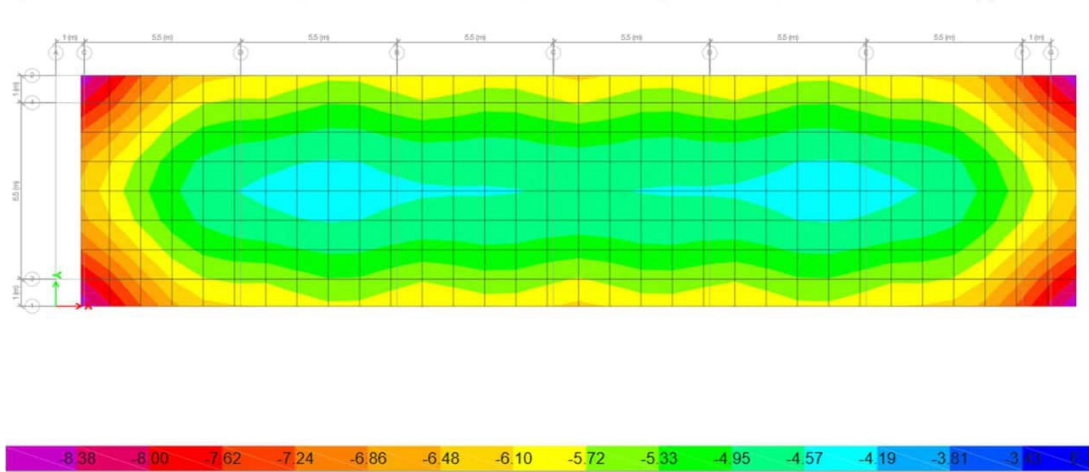


Figura -64 Modellazione della fondazione allo spostamento.

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 $3,52 \text{ ton/m}^2$. In base ai parametri geotecnici forniti dallo studio geotecnico, si stima che la capacità ammissibile del terreno sia pari a circa 13 ton/m^2 .

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

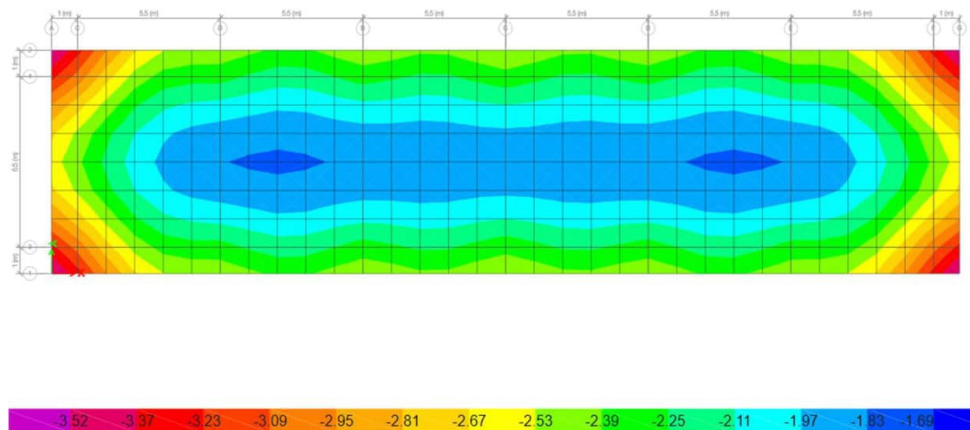


Figura -65 Modellazione della fondazione alla pressione al suolo.

VERIFICA DI STRESS AL TAGLIO

La sollecitazione di taglio dovuta alla sollecitazione del carico modello produce un valore massimo assoluto di 4,80 tonnellate, la platea di fondazione ha la capacità di sostenere una sollecitazione Φ_{VC} :

$$\begin{aligned}\phi V_c &= \phi * \frac{1}{6} * I f'c \\ \phi V_c &= 0,85 * \frac{1}{6} * \sqrt{28} * 100 \\ \phi V_c &= 74,96 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}\end{aligned}$$

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

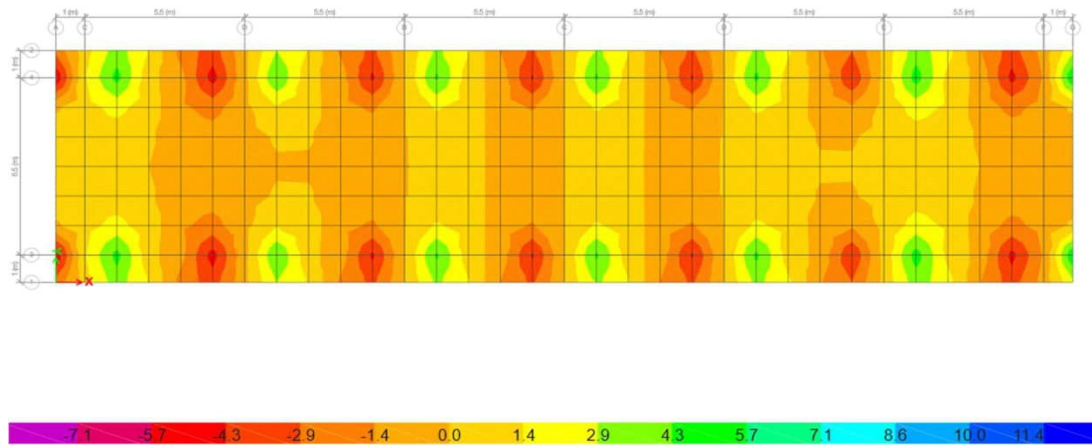


Figura -66 Modellazione della fondazione allo stress di taglio.

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 7,26 Ton*m, mentre per la direzione Y si ottiene un momento massimo assoluto di 7,26 Ton*m.

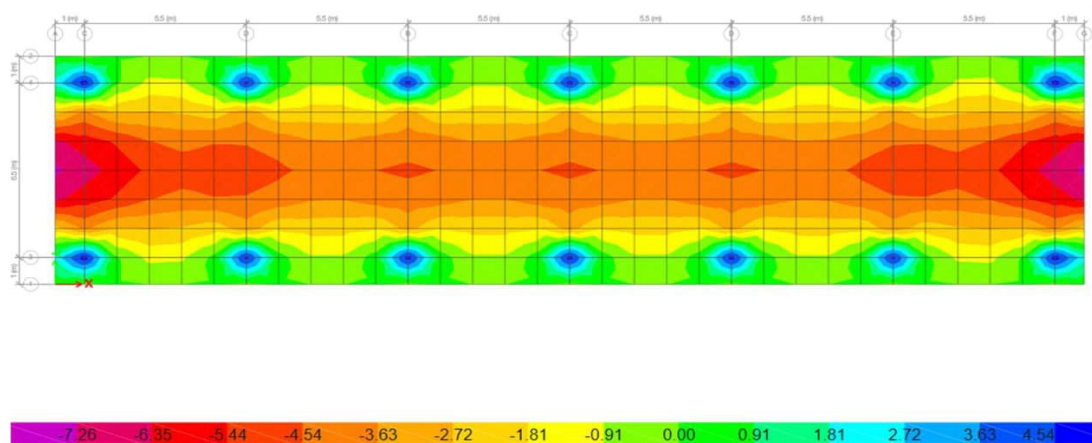


Figura -67 Modellazione della fondazione alla flessione in direzione X.

Proponente:
PORTOMAGGIORE BESS S.r.l.

Progetto:
Impianto BESS "Portomaggiore"

Elaborato: RELAZIONE REDATTA AI SENSI 1373/2011 - PRESISMICA

Codifica: PD02_53

Rev. 1

Luglio 2026

Pag. 87 di 88

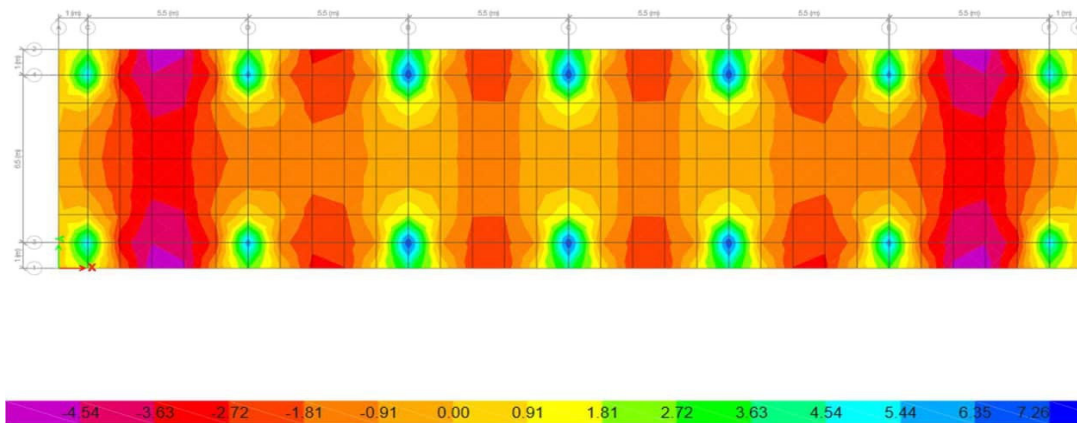


Figura -68 Modellazione della fondazione alla flessione in direzione Y.

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.

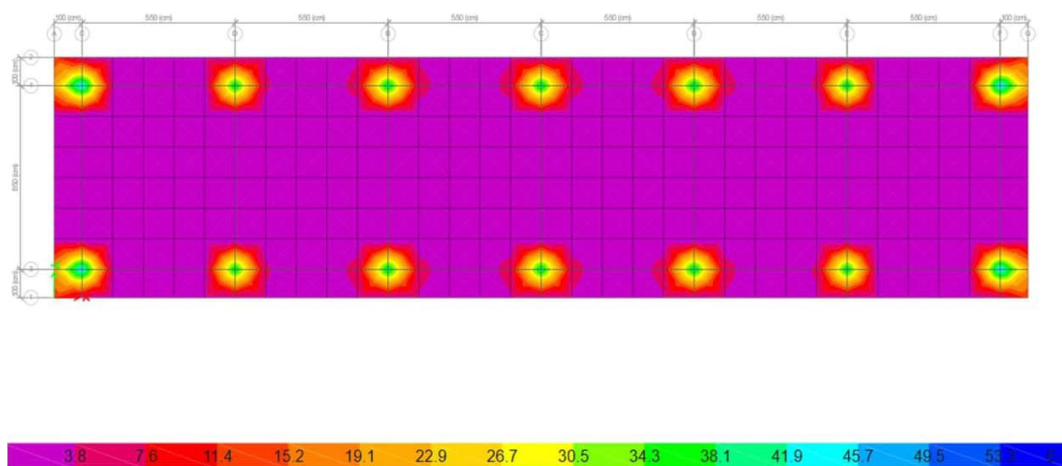


Figura -69 Quantità di acciaio necessaria in direzione X.

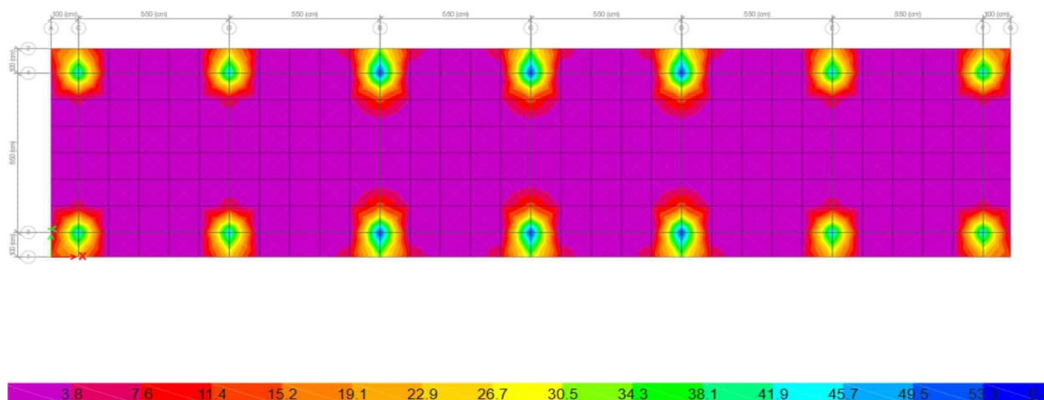


Figura -70 Quantità di acciaio necessaria in direzione Y.

In base ai dati del modello, sono necessarie una quantità massima di acciaio del $0,053 \text{ cm}^2/\text{cm}$. Di seguito si verifica la distanza richiesta per le barre da 14 mm, deve essere:

$$S_{\max} = \frac{a_b * 100}{A_s} = \frac{1,54 \text{ cm}^2 * 100}{5,3 \text{ cm}^2 / \text{m}} = 29 \text{ cm}$$

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

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

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:

$$\rho = \frac{A_s}{b * d}$$
$$\rho = \frac{1,54 \text{ cm}^2 * 5}{100 \text{ cm} * 32,5 \text{ cm}}$$
$$\rho = 0,00237 \sim 0,237\%$$
$$\rho > \rho_{\min}$$

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

Conclusione

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

Riepilogando:

B) per la trave del cancello di ingresso si prevede l'uso di 3 tondini di acciaio di spessore 12 mm e staffe da 6 mm di spessore poste ogni 20 cm.

C) per la fondazione del palo di illuminazione/cctv si prevede l'uso di 5 tondini di acciaio di spessore 12 mm poste in entrambe le direzioni, sia nel lato superiore che inferiore

D,E,F,G,H,I,L) per le platee dei cabinati si prevede l'uso di tondini di acciaio di rinforzo di spessore 14 mm poste ogni 20 cm 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 da eseguire in accordo alle specifiche dei fornitori.