

00	01/2023	Emissione	ETC		
REV.	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	CONTROLL.	APPROVATO

COMUNE DI  
**REGGIO EMILIA**

PROVINCIA DI  
**REGGIO EMILIA**



## Realizzazione del nuovo impianto di inertizzazione fanghi con produzione di gessi di defecazione presso l'area impiantistica di Mancasale (RE)

LIVELLO DI PROGETTAZIONE

**PROGETTO DEFINITIVO**

SCALA

-----

TITOLO DEL DOCUMENTO

**RELAZIONE GEOTECNICA E ANALISI SISMICA**

ID PROGETTO

CODICE DOCUMENTO

TITOLO SINTETICO DEL DOCUMENTO

**MTE11C\_00000913**

**D-I2-GEN-RT-015-00**

**Relazione Geotecnica e sulle Fondazioni**

COORDINAMENTO DELLA PROGETTAZIONE



**IRETI S.p.A. - Ingegneria e Realizzazioni**

Funzione Reflue Gestione Impianti di Depurazione  
IRETI.S.p.A - Società con socio unico IREN S.p.A  
Sottoposta a direzione e coordinamento di IREN S.p.A  
Sede legale : via Piacenza, 54 - 16138 Genova  
cod.fisc e P.IVA n° 01791490343 pec:ireti@pec.ireti.it

R.T.P. ESTERNO DI PROGETTAZIONE



**HMR S.r.l.**  
**HMR Ambiente S.r.l.**  
Piazzale Stazione, 7 - Padova



**Ingegneria 2P & associati S.r.l.**  
Via dall'Armi, 27/3 - San Donà di Piave (VE)



**E.T.C. Engineering S.r.l.**  
Via dei Palustei, 16 - Trento



**GE Ground Engineering S.r.l.**  
Via Villa, 5/c - Campolongo Maggiore (VE)

RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

**Ing. FABRIZIO PARBONI ARQUATI**

Iscritto Ordine degli Ingegneri di Vicenza n° 2398

PROGETTISTA GENERALE

**Ing. ANGELO CANTATORE**

Iscritto Ordine degli Ingegneri di Trento n° 2532

## INDICE

1. DESCRIZIONE GENERALE DELLE OPERE STRUTTURALI .....	2
2. NORMATIVA E CODICI DI CALCOLO .....	6
3. CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE E MODELLAZIONE.....	7
3.5 PARAMETRI DI ANALISI – PLATEA SILOS .....	15
4. STRATIGRAFIA E PARAMETRAZIONE GEOTECNICA .....	19
5. CAPACITA' PORTANTE TERRENO DI FONDAZIONE .....	20
5.3 FONDAZIONI SUPERFICIALI - PLATEA SILOS .....	23
6. VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE.....	25
6.1 EDIFICIO DI STOCCAGGIO FANGHI.....	25
6.1.1 Pressioni di calcolo sul terreno di fondazione.....	25
6.2 PLATEA SILOS.....	33
6.2.1 Pressioni di calcolo sul terreno di fondazione.....	33
6.3 PLATEA LOCALE TECNICO.....	36
6.3.1 Pressioni di calcolo sul terreno di fondazione.....	36

## 1. DESCRIZIONE GENERALE DELLE OPERE STRUTTURALI

Formano oggetto della presente analisi e Relazione, le opere edilizie necessarie alla “riconversione” dell’edificio esistente di stoccaggio fanghi presente nell’area impiantistica di Mancasale, Reggio Emilia.

L’edificio esistente, adibito attualmente ad area di stoccaggio, è costituito da una platea di fondo in c.a. e pareti verticali su cui poggiano colonne metalliche, che sostengono la copertura dell’edificio in struttura lignea. La struttura è suddivisa in 7 tunnel e l’accesso alle singole corsie avviene sulla parte frontale del capannone per facilitare la movimentazione dei mezzi adibiti alle operazioni di carico/scarico.



Figura 1: Vista del capannone di stoccaggio dell'area nord di trattamento fanghi

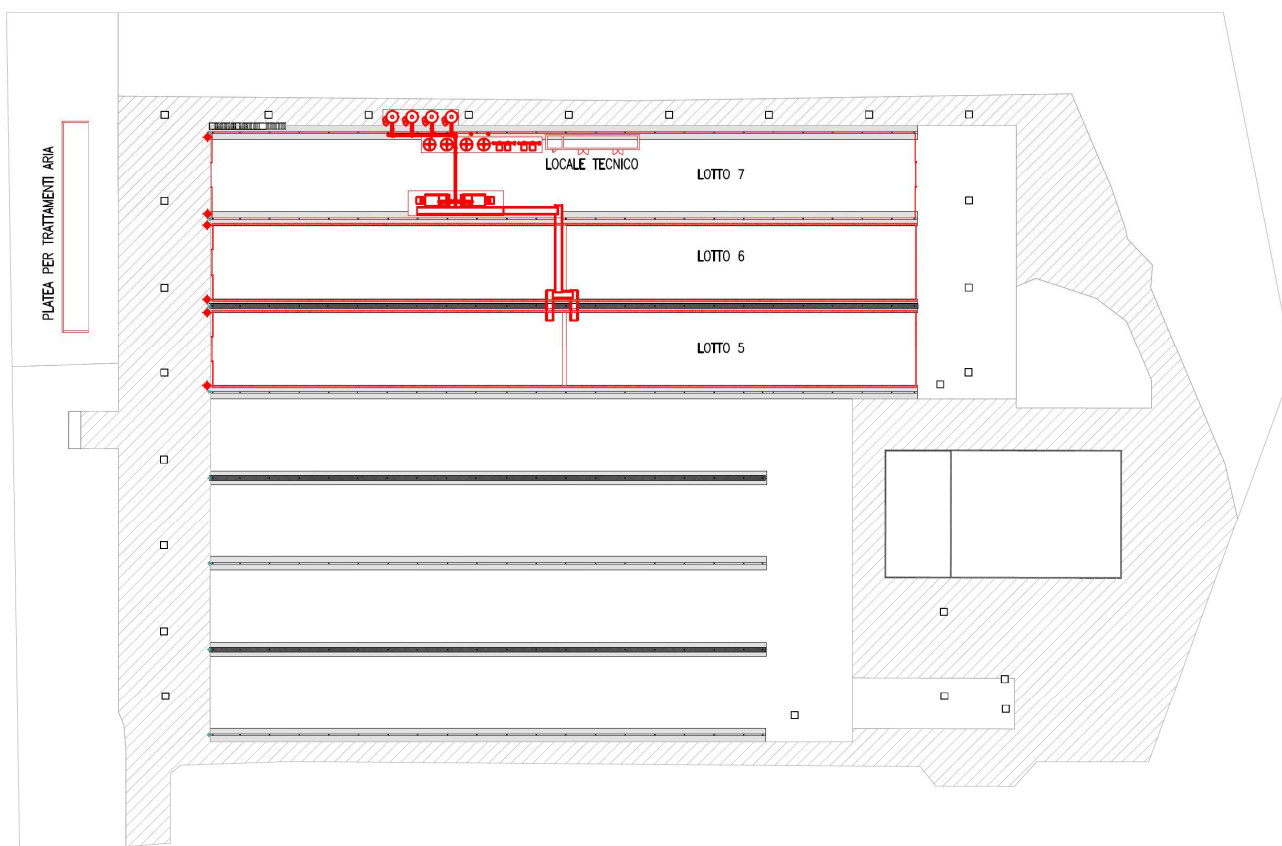
La geometria del manufatto è caratterizzata dalla presenza di 7 tunnel di lunghezza pari a 112,5m o 143m e larghezza 17m circa, separati da muri laterali in calcestruzzo alti 3,6m. Su questi muri poggiano colonne metalliche di altezza 3,8m ad interasse 6m circa, che sostengono la copertura dell’edificio in legno. Lo schema statico della copertura è “a telaio” nella direzione principale con connessioni “a momento” in sommità e “cerniera” al piede delle colonne in acciaio mentre trasversalmente sono presenti dei controventi verticali a diagonale tesa attiva.

Per la “riconversione” dell’edificio esistente da “area di stoccaggio” ad impianto di inertizzazione, sono previste le seguenti opere:

- nelle due campiture/lotti destinati allo stoccaggio dei gessi di defecazione – identificati a progetto come lotti 5 e 6 – si dovranno realizzare nuove pareti in c.a. di contenimento (e relative fondazioni). Tali pareti avranno altezza di circa 6,0m e solo all’ingresso sono previsti, su ciascun campo, dei portoni di dimensioni 5,0x5,50m. Sopra tali pareti verrà realizzato un impalcato metallico accessibile per eventuali

ispezioni/manutenzioni. Le dimensioni interne di tali volumi di stoccaggio saranno ciascuno pertanto pari a circa 142x15x5,50m;

- nella campitura terminale – lotto 7 – si dovrà realizzare tutto un tamponamento perimetrale (anche sul lato interno di separazione con il lotto 6) provvedendo alla realizzazione di n.1 portone sia sul fronte di ingresso che su quella di uscita;
- realizzazione di una platea per alloggiamento di n. 3 scrubber a umido monostadio con ventilatore per il trattamento dell'aria esausta dei lotti 5, 6 e 7.
- realizzazione di un locale tecnico all'interno del Lotto 7.



**Figura 2: Rappresentazione schematica delle opere strutturali**

Data l'esilità delle colonne metalliche esistenti che sostengono la copertura lignea dell'edificio e appurato che lo stesso è stato concepito e realizzato come un "edificio aperto" ovvero non prevedendo una eventuale futura chiusura dell'edificio, per il tamponamento dell'intera campitura terminale (lotto 7) verrà realizzata una struttura

metallica “indipendente” all’esistente in acciaio-legno. Sui frontoni si prevederanno nuove colonne metalliche “a mensola” ancorate su nuovi plinti di fondazione mentre sui due lati lunghi, un sistema di baionette metalliche ad interasse di circa 3,0m (ridotto a circa 2,0m per le campiture di estremità che presentano una spaziatura inferiore) da ancorare sulle pareti in c.a. esistenti. Questa necessità strutturale porta poi ad avere convenienza nella realizzazione del tamponamento mediante pannelli sandwich in lamiera metallica (con interposto materiale isolante) in orizzontale fissandoli direttamente alle nuove colonne e/o baionette metalliche.

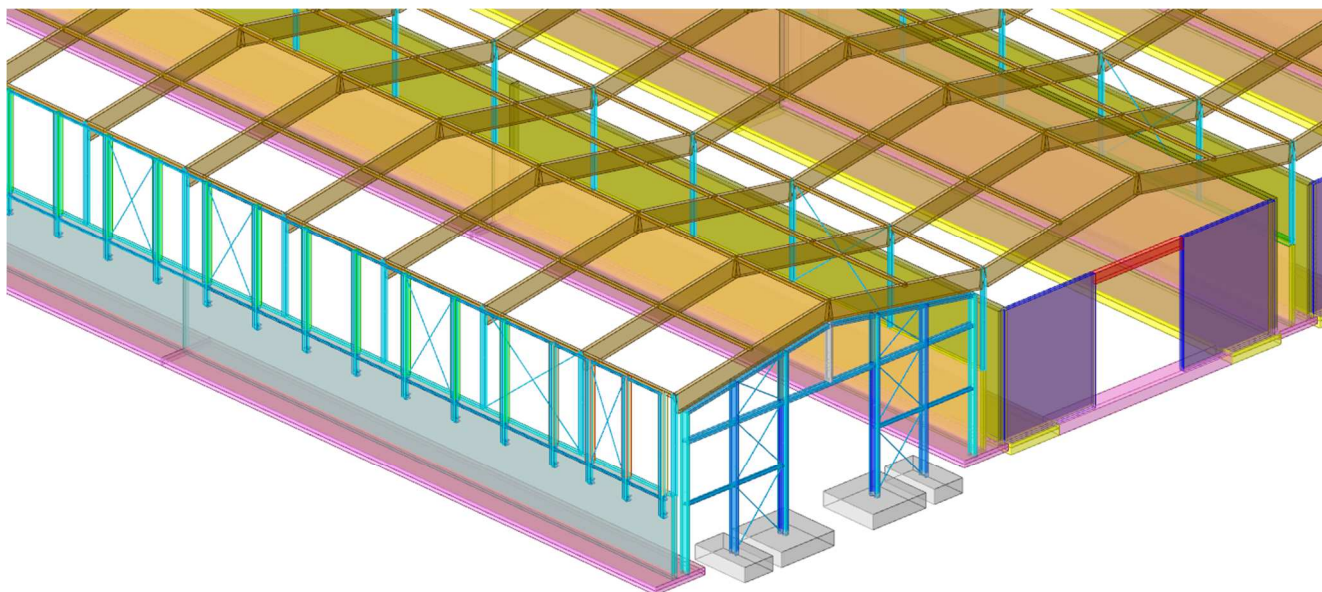



Figura 3: dettaglio modellazione FEM tamponamento e stoccaggio

A completamento dell’intervento è prevista la realizzazione di una nuova platea per l’alloggiamento dei silos delle dimensioni in pianta pari a 5,60x43,10m posta al di sotto del piano campagna provvista di pareti di contenimento su tre lati.

Inoltre all’interno del Lotto 7 è prevista la realizzazione di un locale tecnico con struttura a telaio in c.a. e tamponamento con modulari in laterizio (spessore 25cm). Le dimensioni in pianta del locale tecnico sono 18,90x3,10m ed altezza utile interna di 3,50m. Il solaio di copertura è un predalles con spessore di  $4+12+5=21\text{cm}$ .

I materiali da impiegare nelle strutture in oggetto consistono essenzialmente in:

- Calcestruzzo
- Armature in acciaio per C.A.

	Realizzazione del nuovo impianto di inertizzazione fanghi con produzione di gessi di defecazione presso l'area impiantistica di Mancasale (RE) <b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>Relazione sulle Fondazioni</b>	Rev.	data
		00	01/2023

- Acciaio da carpenteria metallica

Il calcestruzzo da impiegare per le opere in c.a. sarà di tipo C32/40 sia per le fondazioni che per tutte le strutture in elevazione. La classe di esposizione raccomandata è XC2+XA2 per le opere interrato e XC4+XA2 per le strutture in elevazione.

Il conglomerato cementizio – a prestazione garantita – sarà realizzato con inerti lavati, del tipo sabbioso-ghiaioso, in proporzioni granulometriche regolamentari e tali da ottenere la resistenza cubica assunta, e con acqua potabile.

L'acciaio per c.a. sarà del tipo ad aderenza migliorata B450C come da D.M. 17.01.2018

L'acciaio strutturale sarà invece del tipo S235JR protetto mediante zincatura a caldo.

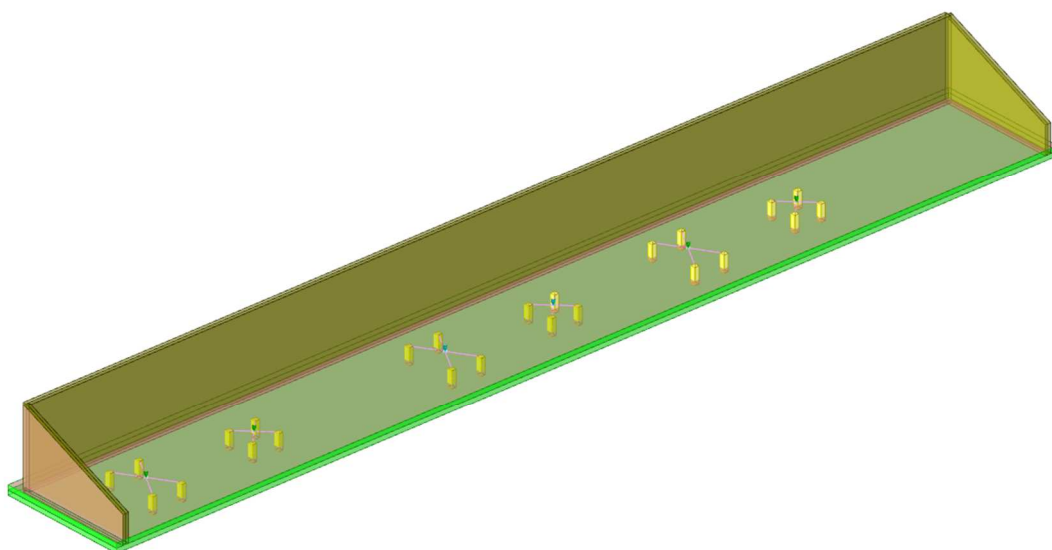



Figura 4: dettaglio modellazione FEM della platea Silos

	Realizzazione del nuovo impianto di inertizzazione fanghi con produzione di gessi di defecazione presso l'area impiantistica di Mancasale (RE) <b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>Relazione sulle Fondazioni</b>	Rev.	data
		00	01/2023

## 2. NORMATIVA E CODICI DI CALCOLO

### 2.1 QUADRO NORMATIVO DI RIFERIMENTO

- **D.Min. Infrastrutture e Trasporti 17.01.2018**, Aggiornamento “Norme Tecniche per le costruzioni”;
- **Circolare n. 7 del 21.01.2019**, Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni”»;
- **D.M. 11.03.1988**, Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione (norma possibile se si opera in Zona sismica 4, attuali Classi I e II).
- **EUROCODICI**
- **UNI EN 206-1:2006**, “Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità”;
- **UNI 11105:2004**, “Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità: Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1”.
- **L. 05.11.1971, n. 1086** (G.U. 21.12.1971, n. 321) “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato e precompresso ed a struttura metallica”;
- **L. 02.02.1974, n. 64** (G.U. 21.03.1974, n. 76) “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”

### 2.2 CODICI DI CALCOLO ADOTTATI


La ricerca dei parametri di sollecitazione è stata fatta secondo le disposizioni di carico più gravose avvalendosi di codici di calcolo automatico per l'analisi strutturale. Tali codici sono di sicura ed accertata validità e sono stati impiegati conformemente alle loro caratteristiche.

In particolare, sono stati utilizzati i seguenti programmi:

- SismiCAD, prodotto da CONCRETE s.r.l., ver. 12.21, n.licenza 7102097;

I programmi vengono usati in forza di regolari licenze d'uso e sono testati periodicamente mediante procedure di controllo codificate, tali da verificare l'attendibilità delle applicazioni e dei risultati ottenuti ed individuare eventuali vizi ed anomalie.



	Realizzazione del nuovo impianto di inertizzazione fanghi con produzione di gessi di defecazione presso l'area impiantistica di Mancasale (RE) <b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>Relazione sulle Fondazioni</b>	Rev.	data
		00	01/2023

È stata esaminata preliminarmente la documentazione a corredo dei software per valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico. Tale documentazione contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati.

### 3. CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE E MODELLAZIONE

#### 3.1 PREMESSA

Per la determinazione delle azioni sulle fondazioni si prendono in esame le diverse combinazioni di carico determinate dall'analisi necessaria per la verifica della struttura fondale.

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto in base all'O.P.C.M. n. 3274 del 20.03.2003 e del D.M. 14/01/2008, in considerazione della successione litostratigrafica dell'area e di quanto riportato nella Relazione Geologica, nonché dei valori rilevati porrebbero far ricadere il sito nella Categoria di suolo C (*depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti*) come caratteristica del sito (come anche consigliato nella Relazione Geologica).


#### 3.2 AZIONE SISMICA

La **struttura in oggetto** è stata analizzata secondo la norma D.M. 17-01-18 (N.T.C.), considerandola come tipo di costruzione 2 - Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari. In particolare si è prevista, in accordo con il committente, una vita nominale dell'opera di  $V_n=50$  anni per una classe d'uso III, e quindi una vita di riferimento di 75 anni (NTC18 e NTC08 §2.4.3).

L'opera è edificata in località Reggio Nell'emilia, Mancasale; Latitudine ED50 44,7452° (44° 44' 43"); Longitudine ED50 10,6554° (10° 39' 19"); Altitudine s.l.m. 31,34 m. (coordinate esatte: 44,74518 10,655376).

La pericolosità sismica di base del sito di costruzione è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa al suolo in condizioni ideali su sito di riferimento rigido e superficie topografica orizzontale. Le azioni di



	Realizzazione del nuovo impianto di inertizzazione fanghi con produzione di gessi di defecazione presso l'area impiantistica di Mancasale (RE) <b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>Relazione sulle Fondazioni</b>	Rev.	data
		00	01/2023

progetto si ricavano, ai sensi delle NTC, dalle accelerazioni  $a_g$  e dalle relative forme spettrali. I tre parametri fondamentali (accelerazione  $a_g$ , fattore di amplificazione  $F_o$  e periodo  $T^*C$ ) si ricavano per ciascun nodo del del reticolo di riferimento in funzione del periodo di ritorno dell'azione sismica  $T_R$  previsto, espresso in anni; quest'ultimo è noto una volta fissate la vita di riferimento  $V_r$  della costruzione e la probabilità di superamento attesa nell'arco della vita di riferimento. Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{Vr}$  cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati sono riportate nella tabella 3.2.1 del §3.2.1 della norma; i valori di  $P_{Vr}$  forniti in tabella possono essere ridotti in funzione del grado di protezione che si vuole raggiungere.

Nella presente progettazione si sono considerati i seguenti parametri sismici:

<b>PVr SLD (%)</b>	63
<b>Tr SLD</b>	75.43
<b>Ag/g SLD</b>	0.0678
<b>Fo SLD</b>	2.494
<b>Tc* SLD</b>	0.271
	[s]
<b>PVr SLV (%)</b>	10
<b>Tr SLV</b>	711.84
<b>Ag/g SLV</b>	0.1773
<b>Fo SLV</b>	2.397
<b>Tc* SLV</b>	0.294
	[s]

### 3.3 RISPOSTA SISMICA LOCALE

Le condizioni stratigrafiche del volume di terreno interessato dall'opera e le condizioni topografiche concorrono a modificare l'azione sismica in superficie rispetto a quella attesa su un sito rigido con superficie orizzontale. Tali modifiche, in ampiezza, durata e contenuto in frequenza, sono il risultato della risposta sismica locale.

Gli effetti stratigrafici sono legati alla successione stratigrafica, alle proprietà meccaniche dei terreni, alla geometria del contatto tra il substrato rigido e i terreni sovrastanti ed alla geometria dei contatti tra gli strati di terreno. Gli effetti topografici sono invece legati alla configurazione topografica del piano campagna ed alla possibile focalizzazione delle onde sismiche in punti particolari (pendii, creste).

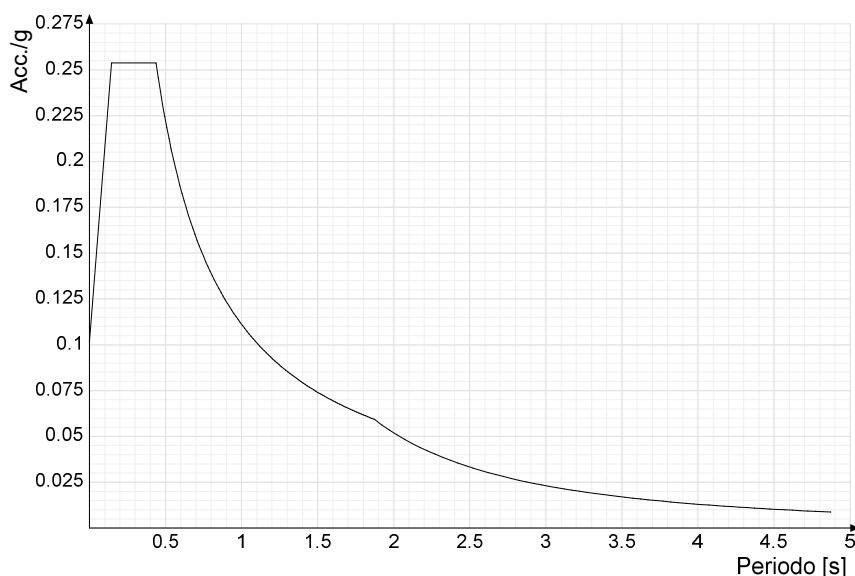
Nella presente progettazione l'effetto della risposta sismica locale è stato valutato individuando la categoria di sottosuolo di riferimento corrispondente alla situazione in sito e considerando le condizioni topografiche locali (NTC18 e NTC08 §3.2.2). Per la valutazione del coefficiente di amplificazione stratigrafica  $SS$  la caratterizzazione geotecnica condotta nel volume significativo consente di identificare il sottosuolo prevalente nella categoria C - Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti. Si riporta per completezza la corrispondente descrizione indicata nella norma (NTC18 e NTC08 Tab. 3.2.II).

**Categoria topografica T1:** Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$

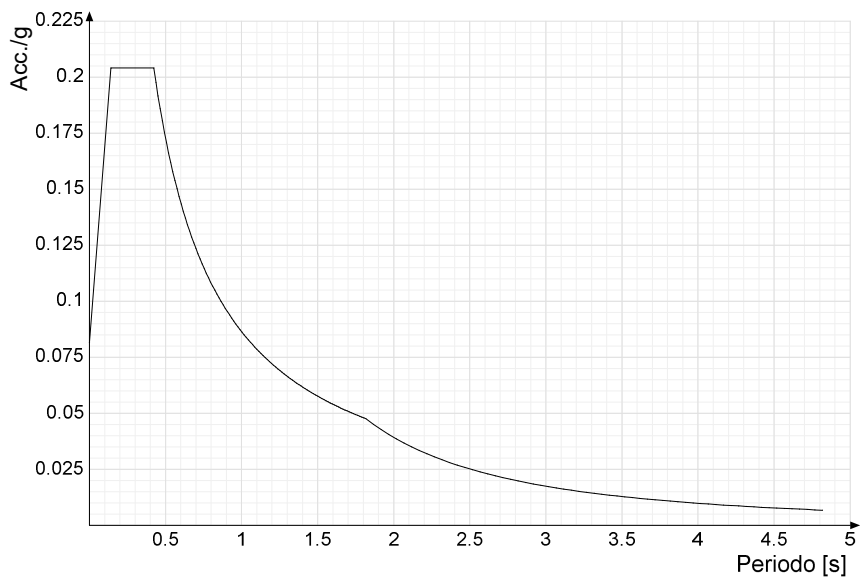
In base alle categorie scelte si sono infine adottati i seguenti coefficienti di amplificazione e spettrali:

Si riportano infine gli spettri di risposta elastici delle componenti orizzontali per gli stati limite considerati.

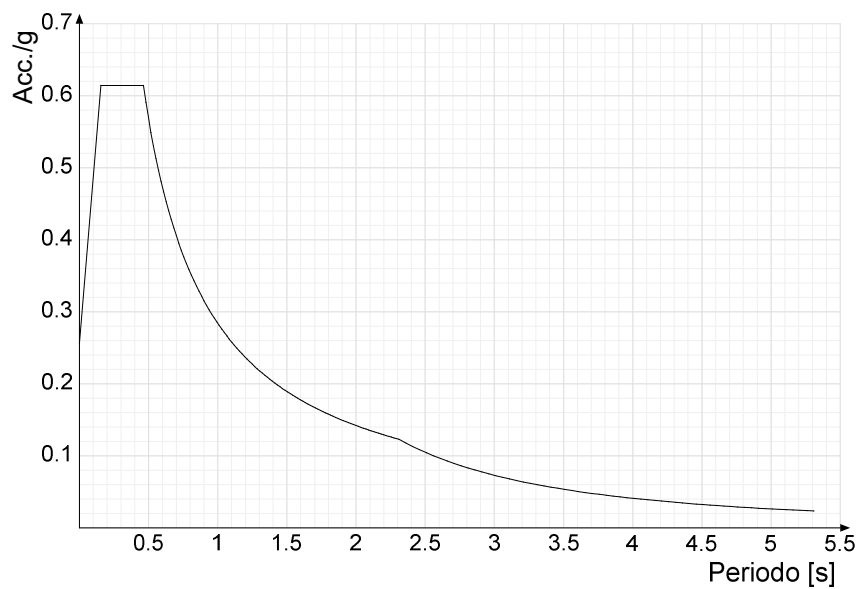
Viene mostrato lo spettro "Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali SLD § 3.2.3.2.1 [3.2.2]".




Viene mostrato lo spettro "Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali SLO § 3.2.3.2.1 [3.2.2]".



Viene mostrato lo spettro "Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali SLV § 3.2.3.2.1 [3.2.2]".



	Realizzazione del nuovo impianto di inertizzazione fanghi con produzione di gessi di defecazione presso l'area impiantistica di Mancasale (RE) <b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>Relazione sulle Fondazioni</b>	Rev.	data
		00	01/2023

### 3.4 PARAMETRI DI ANALISI – EDIFICIO STOCCAGGIO FANGHI

Si è condotta una analisi di tipo Lineare statica. Si è considerata una classe di duttilità Non dissipativa, a cui corrispondono per la struttura in esame i seguenti fattori di struttura:

Fattore di comportamento per sisma SLD X	1.5
Fattore di comportamento per sisma SLD Y	1.5
Fattore di comportamento per sisma SLV X	1.5
Fattore di comportamento per sisma SLV Y	1.5

Altri parametri che influenzano l'azione sismica di progetto sono riassunti in questo prospetto:

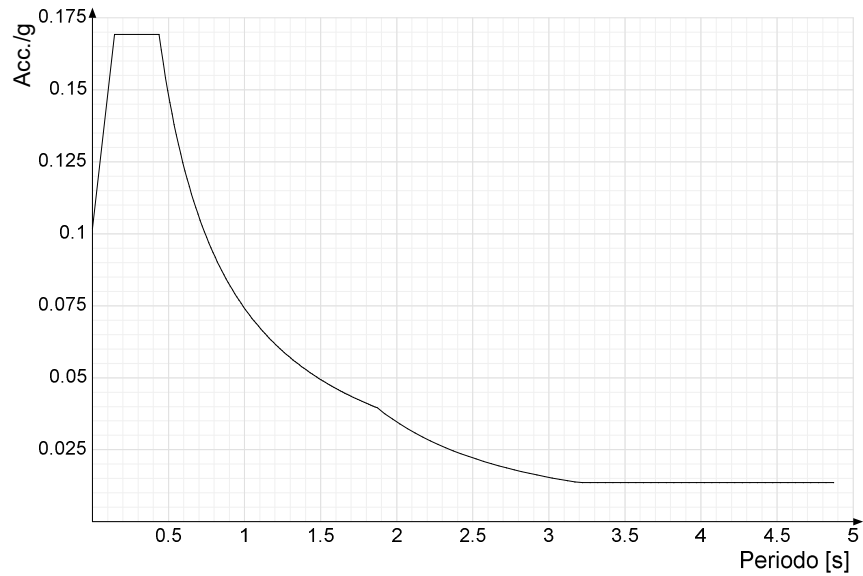
Smorzamento viscoso (%)	5
Rotazione del sisma	0 [deg]
Quota dello '0' sismico	0 [cm]

Nell'analisi statica ci si è riferiti ad una altezza della costruzione di 870. I parametri adottati per l'analisi statica sono riassunti in questo prospetto:

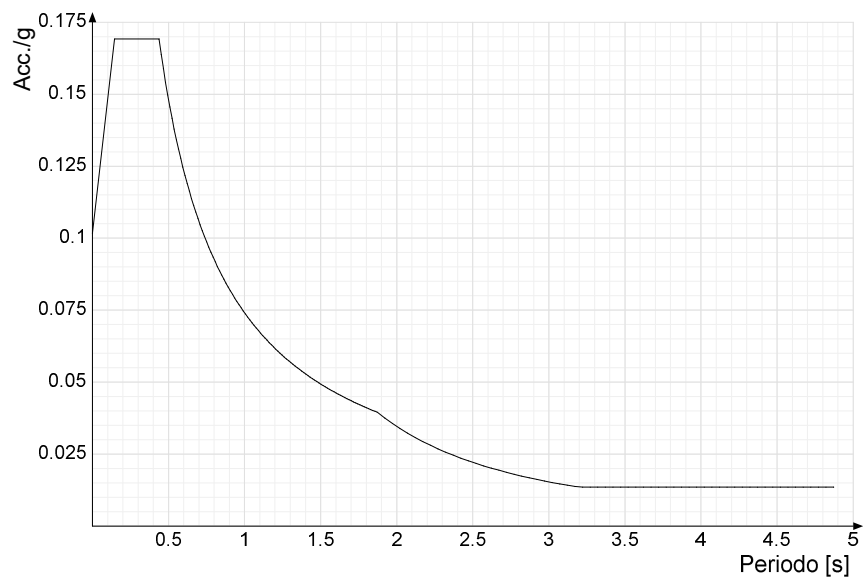
Altezza costruzione	870 [cm]
C1	0.05

Si riportano infine gli spettri di risposta di progetto delle componenti orizzontali per gli stati limite considerati.

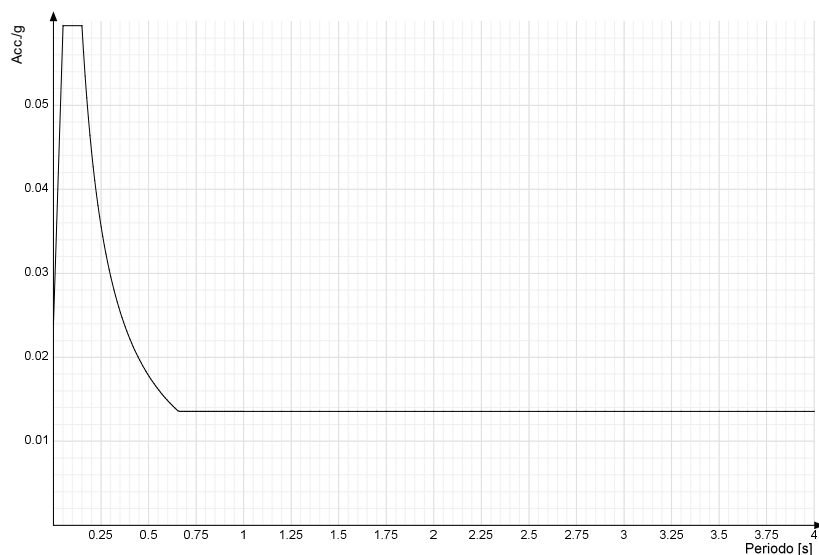
Viene mostrato lo spettro "Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente X SLD § 3.2.3.5".



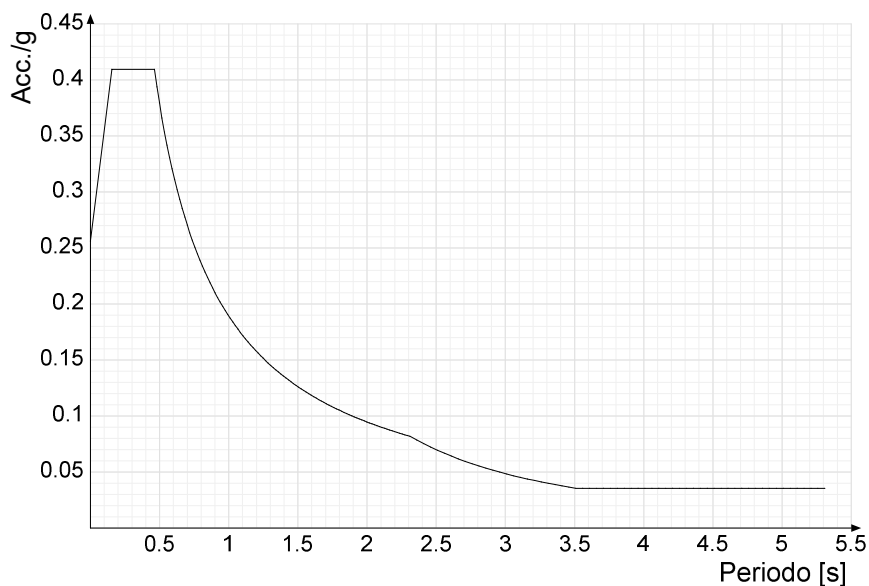
Viene mostrato lo spettro "Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente Y SLD § 3.2.3.5".



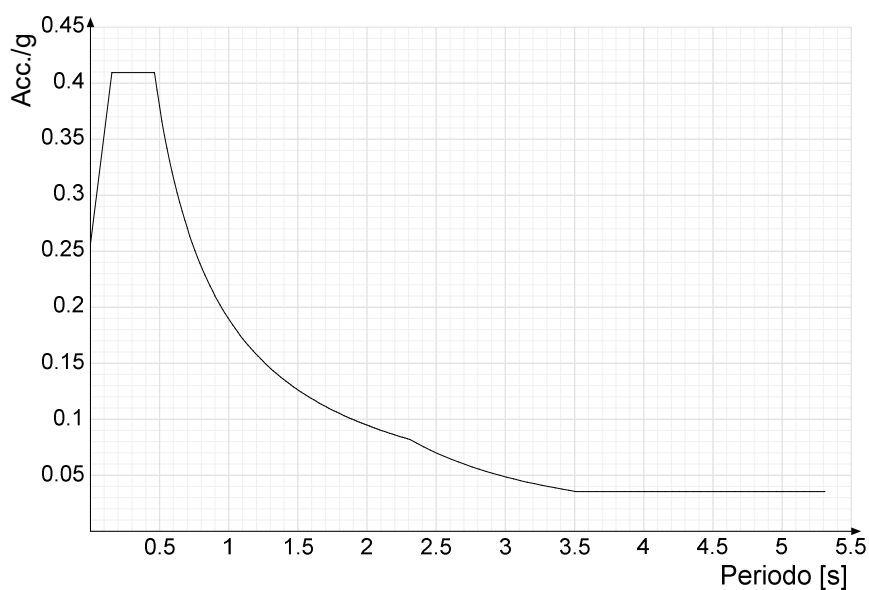
Viene mostrato lo spettro "Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente verticale SLD § 3.2.3.5".



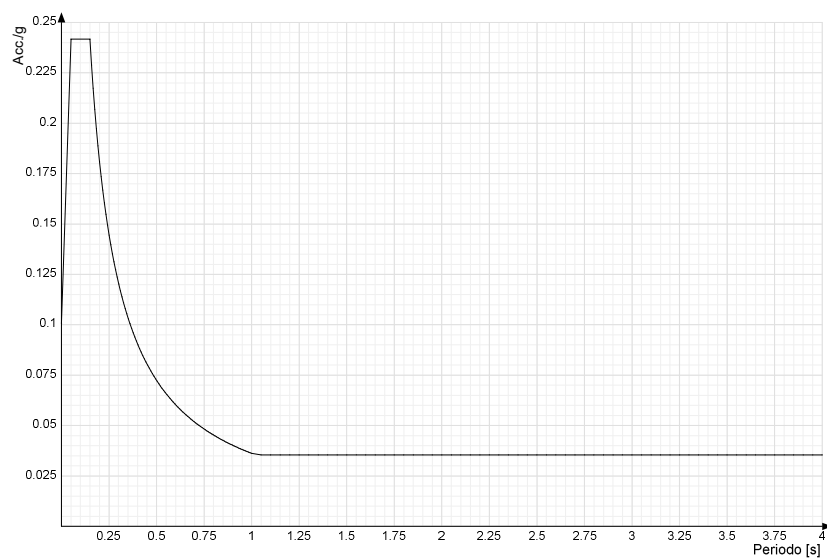
Viene mostrato lo spettro "Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente X SLV § 3.2.3.5".




Viene mostrato lo spettro "Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente Y SLV § 3.2.3.5".



Viene mostrato lo spettro "Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente verticale SLV § 3.2.3.5".





	Realizzazione del nuovo impianto di inertizzazione fanghi con produzione di gessi di defecazione presso l'area impiantistica di Mancasale (RE) <b>PROGETTO DEFINITIVO</b> Relazione sulle Fondazioni	Rev.	data
		00	01/2023

### 3.5 PARAMETRI DI ANALISI – PLATEA SILOS

Si è condotta una analisi di tipo Lineare statica. Si è considerata una classe di duttilità Non dissipativa, a cui corrispondono per la struttura in esame i seguenti fattori di struttura:

Fattore di comportamento per sisma SLD X	1
Fattore di comportamento per sisma SLD Y	1
Fattore di comportamento per sisma SLV X	1
Fattore di comportamento per sisma SLV Y	1

Altri parametri che influenzano l'azione sismica di progetto sono riassunti in questo prospetto:

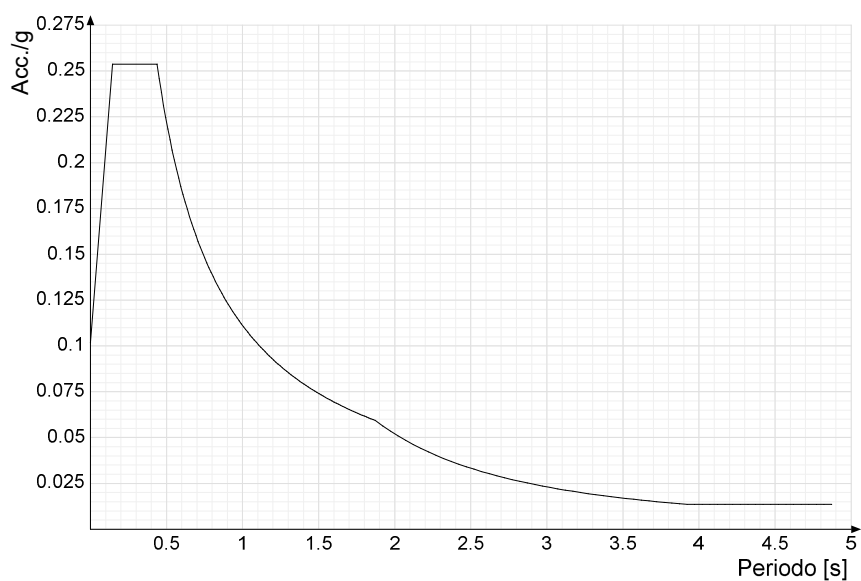
Smorzamento viscoso (%)	5
Rotazione del sisma	0 [deg]
Quota dello '0' sismico	0 [cm]

Nell'analisi statica ci si è riferiti ad una altezza della costruzione di 320, valutando un periodo del modo di vibrare principale della struttura pari a . I parametri adottati per l'analisi statica sono riassunti in questo prospetto:

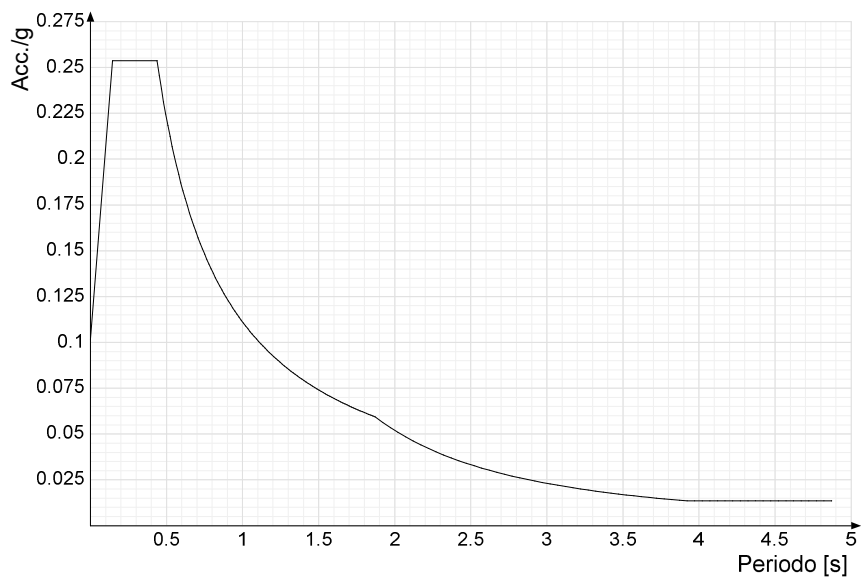
Altezza costruzione	320 [cm]
C1	0.05

Si riportano infine gli spettri di risposta di progetto delle componenti orizzontali per gli stati limite considerati.

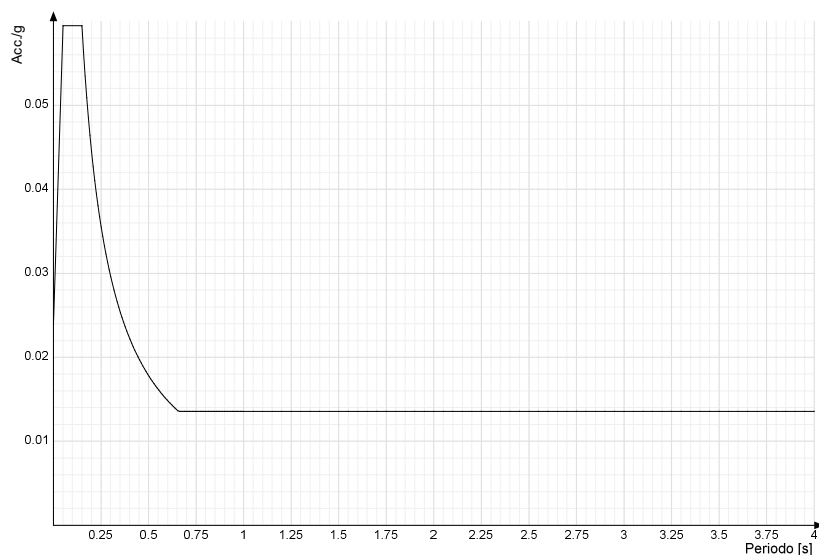
Viene mostrato lo spettro "Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente X SLD § 3.2.3.5".



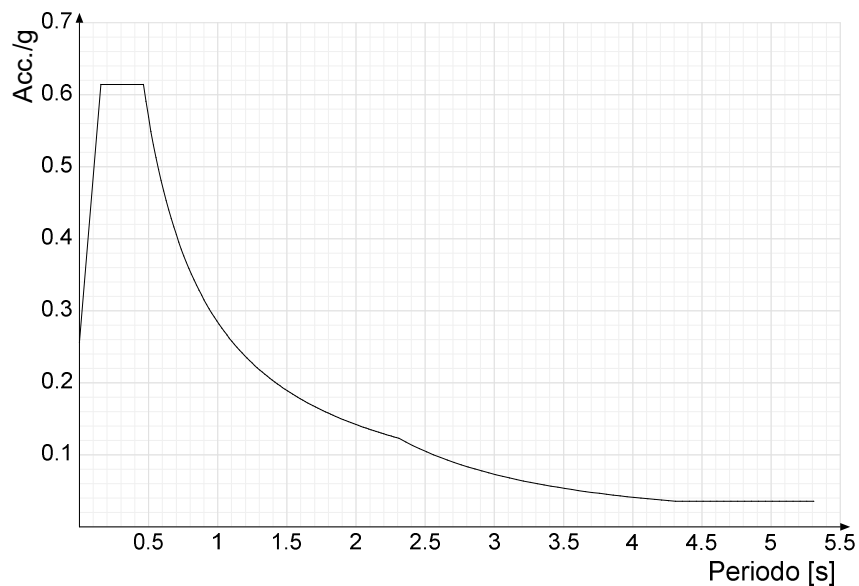
Viene mostrato lo spettro "Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente Y SLD § 3.2.3.5".



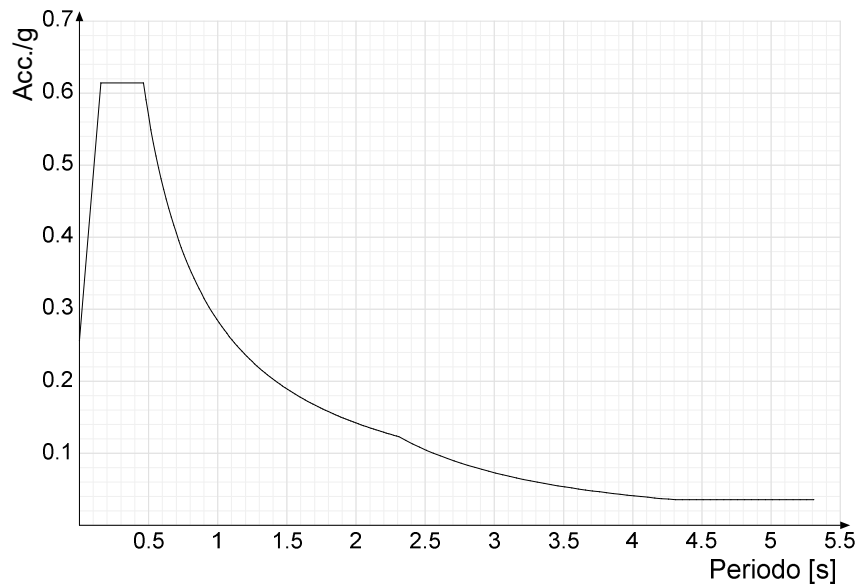
Viene mostrato lo spettro "Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente verticale SLD § 3.2.3.5".



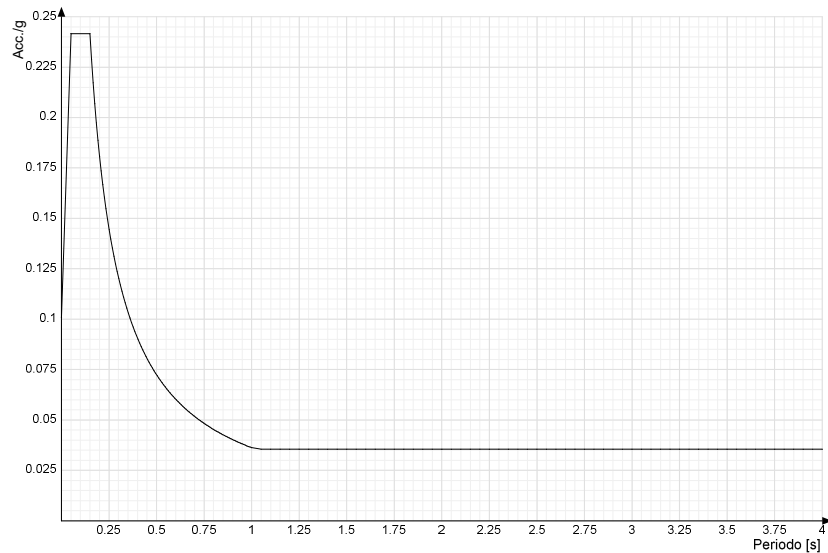
Viene mostrato lo spettro "Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente X SLV § 3.2.3.5".




Viene mostrato lo spettro "Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente Y SLV § 3.2.3.5".



Viene mostrato lo spettro "Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente verticale SLV § 3.2.3.5".



	Realizzazione del nuovo impianto di inertizzazione fanghi con produzione di gessi di defecazione presso l'area impiantistica di Mancasale (RE) <b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>Relazione sulle Fondazioni</b>	Rev.	data
		00	01/2023

Nella presente progettazione si sono considerati i seguenti parametri geotecnici di verifica:

Coefficiente di sicurezza per carico limite (fondazioni superficiali)	2.3
Coefficiente di sicurezza per scorrimento (fondazioni superficiali)	1.1
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali infissi, punta	1.15
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali infissi, laterale compressione	1.15
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali infissi, laterale trazione	1.25
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali trivellati, punta	1.35
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali trivellati, laterale compressione	1.15
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali trivellati, laterale trazione	1.25
Coefficiente di sicurezza portanza verticale micropali, punta	1.35
Coefficiente di sicurezza portanza verticale micropali, laterale compressione	1.15
Coefficiente di sicurezza portanza verticale micropali, laterale trazione	1.25
Coefficiente di sicurezza portanza trasversale pali	1.3
Fattore di correlazione resistenza caratteristica dei pali in base alle verticali indagate	1.7
Coefficiente di sicurezza per ribaltamento (plinti superficiali)	1.15

## 4. STRATIGRAFIA E PARAMETRAZIONE GEOTECNICA


### 4.1 GENERALITÀ

Nel sito in oggetto sono state eseguite diverse prove. Come si evince dalla Relazione Geologica, la litostratigrafia del sito risulta omogenea in tutta l'area investigata, ed è costituita da uno strato continuo argilloso esteso fino alla massima profondità indagata (16 m dal p.c.).

### 4.2 STRATIGRAFIA DI PROGETTO

Si assume il modello geotecnico riportato nella Relazione Geotecnica:

Strato n°	Profondità (m)	Stratigrafia
1	0,0 – 15,0	Argilla e argilla limosa

	Realizzazione del nuovo impianto di inertizzazione fanghi con produzione di gessi di defecazione presso l'area impiantistica di Mancasale (RE) <b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>Relazione sulle Fondazioni</b>	Rev.	data
		00	01/2023

Verifiche che tengano in considerazione modesti volumi di terreno (fondazioni superficiali, pali per portata laterale, pendii e fronti di scavo)

Strato n°	Angolo di resistenza al taglio [°]	Coesione non drenata [kN/m²]	Modulo di Young [kN/m²]	Modulo di compressibilità Edometrica [kN/m²]	Peso di volume naturale [kN/m³]	Peso di volume saturo [kN/m³]
1	–	54	–	3647	18,2	18,9

Verifiche che tengano in considerazione il coinvolgimento di un ampio volume di terreno (pali per portata di punta, verifiche a scorrimento, plinti e travi non collegati)

Strato n°	Angolo di resistenza al taglio [°]	Coesione non drenata [kN/m²]	Modulo di Young [kN/m²]	Modulo di compressibilità Edometrica [kN/m²]	Peso di volume naturale [kN/m³]	Peso di volume saturo [kN/m³]
1	–	79	–	4607	18,8	19,6

## 5. CAPACITA' PORTANTE TERRENO DI FONDAZIONE


### 5.1 PREMESSA

Nella progettazione delle opere di fondazione si opta per l'Approccio 2 del D.M. 17.01.2018 ovvero applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali. In tal modo la combinazione di carico per le azioni coincide con lo SLU della sovrastruttura ed il carico limite rimane quello individuato nella Relazione Geotecnica anche se datata (in quanto i coefficienti sulle proprietà dei terreni sono unitari).

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_{Q1}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Per i carichi permanenti  $G_2$  si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti  $\gamma_{G1}$

	Realizzazione del nuovo impianto di inertizzazione fanghi con produzione di gessi di defecazione presso l'area impiantistica di Mancasale (RE) <b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>Relazione sulle Fondazioni</b>	Rev.	data
		00	01/2023

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

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

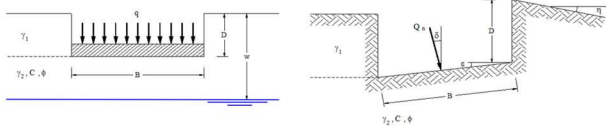
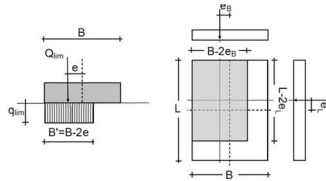
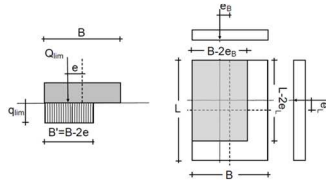
Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale
	(R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

## 5.2 FONDAZIONI SUPERFICIALI - EDIFICIO DI STOCCAGGIO

Il carico di progetto viene determinato con riferimento ad una piastra di dimensioni 7,70x143,00m, pari agli ingombri complessivi della fondazione nella campitura intermedia, con piano di imposta a -0,50m dal piano campagna.

Dalle considerazioni precedenti, risulta:

CALCOLO DEL CARICO LIMITE PER FONDAZIONE SUPERFICIALE				
Caratteristiche geometriche della fondazione			Significato dei simboli impiegati per la caratterizzazione geometrica e geotecnica del suolo di fondazione	
Larghezza della fondazione	B =	7,70	m	
Lunghezza della fondazione	L =	143,00	m	
Profondità piano di posa della fondazione	D =	0,50	m	
Angolo di inclinazione del piano di posa della fondazione	$\varepsilon =$	0,0	°	
Angolo di inclinazione del piano campagna	$\eta =$	0,0	°	
Profondità della falda	w =	2,50	m	
(Necessita valutare l'influenza della falda nella determinazione della capacità portante)			NT	
Caratteristiche del carico di progetto sulla fondazione			Significato dei simboli impiegati per la definizione del carico di progetto	
Carico sulla Fondazione	$N_{Ed} =$	50000,00	kN	
Angolo di inclinazione del carico rispetto la verticale	$\delta =$	0,0	°	
Eccentricità carico lungo la larghezza della fondazione	$e_B =$	0,00	m	
Eccentricità carico lungo la lunghezza della fondazione	$e_L =$	0,00	m	
Parametri geotecnici del terreno				
Peso specifico del terreno di riporto	$\gamma_{1,s} =$	18,50	kN/m³	
Peso specifico del terreno di riporto immerso	$\gamma'_1 =$	-	kN/m³	
Peso specifico del terreno di fondazione	$\gamma_{2,s} =$	19,00	kN/m³	
Peso specifico del terreno di fondazione immerso	$\gamma'_2 =$	9,00	kN/m³	
Angolo di attrito interno	$\varphi =$	0,0	°	
Coesione	$c' =$	79,00	kN/m²	
Coefficiente di spinta passiva	$K_p =$	1,00		
TERRENO COESIVO				



Calcolo del carico limite secondo teoria di Meyerhoff	Teoria di Terzaghi-Meyerhoff
---	------------------------------

$N_q = 1,00$	Componente verticale del carico	$F_v = 50000,00$	kN
$N_c = 5,14$	Componente orizzontale del carico	$F_h = 0,00$	kN
$N_\gamma = 0,00$	Larghezza ridotta della fondazione	$B' = 7,70$	m
	Lunghezza ridotta della fondazione	$L' = 143,00$	m

Fattore di forma	$s_q = 1,005$	$s_c = 1,011$	$s_\gamma = 1,005$
Fattore di profondità	$d_q = 1,006$	$d_c = 1,013$	$d_\gamma = 1,006$
Fattore di inclinazione del carico	$i_q = 1,000$	$i_c = 1,000$	$i_\gamma = 1,000$
Fattore di inclinazione del piano camp.	$g_q = N.P.$	$g_c = N.P.$	$g_\gamma = N.P.$
Fattore di inclinazione del piano di posa	$b_q = N.P.$	$b_c = N.P.$	$b_\gamma = N.P.$

Coefficienti correttivi	$A_q = 1,012$	$A_c = 1,024$	$A_\gamma = 1,012$
	0,00	9,36	415,89
			0,00

$$N_q = e^{(1-\sin\phi)} \times \gamma \times z^2 (45^\circ + \phi/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \times \cot\phi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \times \gamma \times \tan(1,4 \times \phi)$$

$$\phi = 0 \rightarrow z_\gamma = 1$$

$$\phi > 0 \rightarrow z_\gamma = 1 + 0,1 \times K_p \times (B/L)$$

$$\phi = 0 \rightarrow d_\gamma = 1$$

$$\phi > 0 \rightarrow d_\gamma = 1 + 0,1 \times \sqrt{K_p} \times D/B$$

$$i_\gamma = (1 - \delta/90)^2$$

$$z_c = 1 + 0,2 \times K_p \times (B/L)$$

$$\phi > 0 \rightarrow z_c = 1 + 0,1 \times K_p \times (B/L)$$

$$d_c = 1 + 0,2 \times \sqrt{K_p} \times D/B$$

$$i_c = (1 - \delta/90)^2$$

$$\phi = 0 \rightarrow z_\gamma = 1$$

$$\phi > 0 \rightarrow z_\gamma = 1 + 0,1 \times K_p \times (B/L)$$

$$\phi = 0 \rightarrow d_\gamma = 1$$

$$\phi > 0 \rightarrow d_\gamma = 1 + 0,1 \times \sqrt{K_p} \times D/B$$

$$\phi = 0 \rightarrow i_\gamma = 0$$

$$\phi > 0 \rightarrow i_\gamma = (1 - \delta/\phi)^2$$

La formulazione di Meyerhoff non prevede inclinazioni del pendio e/o inclinazioni del piano di posa della fondazione

$$A_q = z_q \times d_q \times i_q \times g_q \times b_q$$

$$A_c = z_c \times d_c \times i_c \times g_c \times b_c$$

$$A_\gamma = z_\gamma \times d_\gamma \times i_\gamma \times g_\gamma \times b_\gamma$$

Calcolo del carico limite

Approccio 2

$$Q_{lim} = A_q \times N_q \times \gamma_1 \times D + A_c \times N_c \times c + \frac{1}{2} \times A_\gamma \times N_\gamma \times \gamma_2 \times B$$

$$A1 \rightarrow \gamma_\phi = 1,0 + 1,3 \parallel \gamma_\phi = 0,0 + 1,5$$

$$M1 \rightarrow \gamma_\phi = 1,0 \parallel \gamma_c = 1,0 \parallel \gamma_{cs} = 1,0 \parallel \gamma_\gamma = 1,0$$

$$R3 \rightarrow \gamma_{cs} = 2,3$$

Capacità portante ultima della fondazione	$Q_{lim} = 425,25$	kN/m <sup>2</sup>
Carico di progetto: Approccio 2 NTC08 (A1+M1+R3)	$q_d = 184,89$	kN/m <sup>2</sup>
	$q_d = 1,85$	daN/cm <sup>2</sup>

Calcolo del carico limite secondo teoria di Vesic	Teoria di Vesic
---	-----------------

$N_q = 1,00$	Componente verticale del carico	$F_v = 50000,00$	kN
$N_c = 5,14$	Componente orizzontale del carico	$F_h = 0,00$	kN
$N_\gamma = 0,00$	Larghezza ridotta della fondazione	$B' = 7,70$	m
	Lunghezza ridotta della fondazione	$L' = 143,00$	m

Fattore di forma	$s_q = 1,000$	$s_c = 1,010$	$s_\gamma = 0,978$
Fattore di profondità	$d_q = 1,000$	$d_c = 1,026$	$d_\gamma = 1,000$
Fattore di inclinazione del carico	$i_q = 1,000$	$i_c = 1,000$	$i_\gamma = 1,000$
Fattore di inclinazione del piano camp.	$g_q = 1,000$	$g_c = 1,000$	$g_\gamma = 1,000$
Fattore di inclinazione del piano di posa	$b_q = 1,000$	$b_c = 1,000$	$b_\gamma = 1,000$

Coefficienti correttivi	$A_q = 1,000$	$A_c = 1,037$	$A_\gamma = 0,978$
	0,00	9,25	421,10
			0,00

Parametri addizionali

$$m_q = \frac{2 - \frac{B}{L}}{1 - \frac{B}{L}} = 1,949$$

$$m_c = \frac{2 - \frac{L'}{B}}{1 - \frac{L'}{B}} = 1,051$$

$$m = m_c \times \cos^2 \delta + m_q \times \sin^2 \delta = 1,051$$

$$N_q = e^{(1-\sin\phi)} \times \gamma \times z^2 (45^\circ + \phi/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \times \cot\phi$$

$$N_\gamma = 2 \times (N_q + 1) \times \gamma \times \phi$$

$$z_\gamma = 1 + B/L \times \tan\phi$$

$$d_\gamma = 1 + 2 \times \tan\phi \times (1 - \sin\phi)^2 \times D/B$$

$$\phi = 0 \rightarrow i_\gamma = 1,0$$

$$c = 0 \rightarrow i_c = (1 - F_{H1}/F_{H2})^{1/4}$$

$$i_\gamma = \left[ 1 - \frac{F_{H1}}{F_{H2} + B \times L \times c \times \cot\phi} \right]^{1/4}$$

$$g_\gamma = (1 - \tan\phi)^2$$

$$b_\gamma = (1 - \varepsilon \times \tan\phi)^2$$

$$z_c = 1 + B/L \times N_q / N_c$$

$$\phi = 0 \rightarrow d_c = 1 + 0,4 \times D/B$$

$$\phi > 0 \rightarrow d_c = d_\gamma - (1 - d_\gamma) \times (N_q \times \tan\phi)$$

$$\phi = 0 \rightarrow i_c = 1,0$$

$$c = 0 \rightarrow i_c = 1,0$$

$$i_c = \left[ 1 - \frac{F_{H1}}{F_{H2} + B \times L \times c \times \cot\phi} \right]^{1/4}$$

$$\phi = 0 \rightarrow g_c = \eta/147$$

$$\phi > 0 \rightarrow g_c = 1 - \eta/147$$

$$\phi = 0 \rightarrow b_c = \varepsilon/147$$

$$\phi > 0 \rightarrow b_c = 1 - \varepsilon/147$$

$$z_\gamma = 1 - 0,4 \times B/L$$

$$d_\gamma = 1,0$$

$$\phi = 0 \rightarrow i_\gamma = 1,0$$

$$c = 0 \rightarrow i_c = (1 - F_{H1}/F_{H2})^{1/4}$$

$$i_\gamma = \left[ 1 - \frac{F_{H1}}{F_{H2} + B \times L \times c \times \cot\phi} \right]^{1/4}$$

$$g_\gamma = (1 - \tan\phi)^2$$

$$b_\gamma = (1 - \varepsilon \times \tan\phi)^2$$

Calcolo del carico limite

Approccio 2

$$Q_{lim} = A_q \times N_q \times \gamma_1 \times D + A_c \times N_c \times c + \frac{1}{2} \times A_\gamma \times N_\gamma \times \gamma_2 \times B$$

$$A1 \rightarrow \gamma_\phi = 1,0 + 1,3 \parallel \gamma_\phi = 0,0 + 1,5$$

$$M1 \rightarrow \gamma_\phi = 1,0 \parallel \gamma_c = 1,0 \parallel \gamma_{cs} = 1,0 \parallel \gamma_\gamma = 1,0$$

$$R3 \rightarrow \gamma_{cs} = 2,3$$

Capacità portante ultima della fondazione	$Q_{lim} = 430,35$	kN/m <sup>2</sup>
Carico di progetto: Approccio 2 NTC08 (A1+M1+R3)	$q_d = 187,11$	kN/m <sup>2</sup>
	$q_d = 1,87$	daN/cm <sup>2</sup>

Calcolo del carico limite secondo teoria di Brinch-Hansen	Teoria di Brinch-Hansen
---	-------------------------

$N_q = 1,00$	Componente verticale del carico	$F_v = 50000,00$	kN
$N_c = 5,14$	Componente orizzontale del carico	$F_h = 0,00$	kN
$N_\gamma = 0,00$	Larghezza ridotta della fondazione	$B' = 7,70$	m
	Lunghezza ridotta della fondazione	$L' = 143,00$	m

Fattore di forma	$s_q = 1,000$	$s_c = 1,010$	$s_\gamma = 0,978$
Fattore di profondità	$d_q = 1,000$	$d_c = 1,026$	$d_\gamma = 1,000$
Fattore di inclinazione del carico	$i_q = 1,000$	$i_c = 1,000$	$i_\gamma = 1,000$
Fattore di inclinazione del piano camp.	$g_q = 1,000$	$g_c = 1,000$	$g_\gamma = 1,000$
Fattore di inclinazione del piano di posa	$b_q = 1,000$	$b_c = 1,000$	$b_\gamma = 1,000$

Coefficienti correttivi	$A_q = 1,000$	$A_c = 1,037$	$A_\gamma = 0,978$
	0,00	9,25	421,10
			0,00

Parametri addizionali

$$k = \begin{cases} \frac{D}{B'} \leq 1 \rightarrow k = \frac{D}{B'} \\ \frac{D}{B'} > 1 \rightarrow k = \arctan \frac{D}{B'} \end{cases} = 0,065$$

$$N_q = \frac{1 + \sin\phi}{1 - \sin\phi} \times e^{\pi \tan\phi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \times \cot\phi$$

$$N_\gamma = 1,5 \times (N_q + 1) \times \gamma \times \phi$$

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \times \tan\phi$$

$$d_q = 1 + 2 \times \tan\phi \times (1 - \sin\phi)^2 \times k$$

$$i_\gamma = \left[ 1 - \frac{0,5 \times F_{H1}}{F_{H2} + B \times L \times c \times \cot\phi} \right]^5$$

$$g_\gamma = (1 - 0,5 \times \tan\phi)^5$$

$$b_\gamma = e^{-2,7 \times \tan\phi}$$

$$\phi = 0 \rightarrow s_c = 0,2 \times \frac{B'}{L'}$$

$$\phi > 0 \rightarrow s_c = 1 + \frac{N_q \times B'}{N_c \times L'}$$

$$\phi = 0 \rightarrow d_c = 0,4 \times k$$

$$\phi > 0 \rightarrow d_c = 1 + 0,4 \times k$$

$$\phi = 0 \rightarrow i_c = \frac{1}{2} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{F_{H1}}{B \times L \times c}} \right)$$

$$\phi > 0 \rightarrow i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \times \tan\phi}$$

$$\phi = 0 \rightarrow g_c = \eta/147$$

$$\phi > 0 \rightarrow g_c = 1 - \eta/147$$

$$\phi = 0 \rightarrow b_c = \varepsilon/147$$

$$\phi > 0 \rightarrow b_c = 1 - \varepsilon/147$$

$$e = 0 \rightarrow i_\gamma = \left[ 1 - \frac{0,7 \times F_{H1}}{F_{H2} + B \times L \times c \times \cot\phi} \right]^5$$

$$\phi > 0 \rightarrow i_\gamma = \left[ 1 - \frac{(0,7 - \varepsilon/450) \times F_{H1}}{F_{H2} + B \times L \times c \times \cot\phi} \right]^5$$

$$g_\gamma = (1 - 0,5 \times \tan\phi)^5$$

$$b_\gamma = e^{-2,7 \times \tan\phi}$$

Calcolo del carico limite

Approccio 2

$$Q_{lim} = A_q \times N_q \times \gamma_1 \times D + A_c \times N_c \times c + \frac{1}{2} \times A_\gamma \times N_\gamma \times \gamma_2 \times B$$

$$A1 \rightarrow \gamma_\phi = 1,0 + 1,3 \parallel \gamma_\phi = 0,0 + 1,5$$

$$M1 \rightarrow \gamma_\phi = 1,0 \parallel \gamma_c = 1,0 \parallel \gamma_{cs} = 1,0 \parallel \gamma_\gamma = 1,0$$

$$R3 \rightarrow \gamma_{cs} = 2,3$$

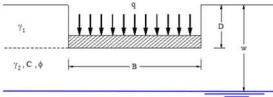
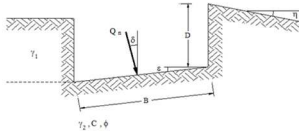
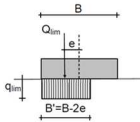
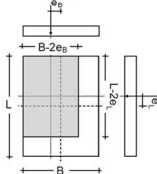
Capacità portante ultima della fondazione	$Q_{lim} = 430,35$	kN/m <sup>2</sup>
Carico di progetto: Approccio 2 NTC08 (A1+M1+R3)	$q_d = 187,11$	kN/m <sup>2</sup>
	$q_d = 1,87$	daN/cm <sup>2</sup>

$$q_d = 1,85 \text{ daN / cm}^2$$


### 5.3 FONDAZIONI SUPERFICIALI - PLATEA SILOS

Il carico di progetto viene determinato con riferimento ad una piastra di dimensioni 5,60x43,10m, pari agli ingombri complessivi della fondazione nella campitura intermedia, con piano di imposta a -0,50m dal piano campagna.

#### CALCOLO DEL CARICO LIMITE PER FONDAZIONE SUPERFICIALE

Caratteristiche geometriche della fondazione				Significato dei simboli impiegati per la caratterizzazione geometrica e geotecnica del suolo di fondazione	
Larghezza della fondazione	B =	4,60	m		
Lunghezza della fondazione	L =	43,10	m		
Profondità piano di posa della fondazione	D =	0,50	m		
Angolo di inclinazione del piano di posa della fondazione	ε =	0,0	°		
Angolo di inclinazione del piano campagna	η =	0,0	°		
Profondità della falda	w =	2,50	m		
(Necessita valutare l'influenza della falda nella determinazione della capacità portante)				NT	
Caratteristiche del carico di progetto sulla fondazione				Significato dei simboli impiegati per la definizione del carico di progetto	
Carico sulla Fondazione	N <sub>Ed</sub> =	1500,00	kN		
Angolo di inclinazione del carico rispetto la verticale	δ =	0,0	°		
Eccentricità carico lungo la larghezza della fondazione	e <sub>B</sub> =	0,00	m		
Eccentricità carico lungo la lunghezza della fondazione	e <sub>L</sub> =	0,00	m		
Parametri geotecnici del terreno					
Peso specifico del terreno di riporto	γ <sub>cs</sub> =	18,50	kN/m³		
Peso specifico del terreno di riporto immerso	γ' <sub>cs</sub> =	-	kN/m³		
Peso specifico del terreno di fondazione	γ <sub>fs</sub> =	19,00	kN/m³		
Peso specifico del terreno di fondazione immerso	γ' <sub>fs</sub> =	9,00	kN/m³		
Angolo di attrito interno	φ =	0,0	°		
Coesione	c' =	54,00	kN/m²		
Coefficiente di spinta passiva	K <sub>p</sub> =	1,00			
TERRENO COESIVO					

Calcolo del carico limite secondo teoria di Meyeroff				Teoria di Terzaghi-Meyeroff			
$N_q = 1,00$	$N_c = 5,14$	$N_\gamma = 0,00$	Componente verticale del carico $F_v = 1500,00$ kN Componente orizzontale del carico $F_H = 0,00$ kN Larghezza ridotta della fondazione $B' = 4,60$ m Lunghezza ridotta della fondazione $L' = 43,10$ m	$N_q = e^{(\pi/\phi)} \times \gamma_s^2 (4.5^\phi + \phi/2)$ $N_c = (N_q - 1) \times \cot \phi$ $N_\gamma = (N_q - 1) \times \tan(1.4 \cdot \phi)$			
Fattore di forma	$s_q = 1,011$	$s_c = 1,021$	$s_\gamma = 1,011$	$\phi = 0 \rightarrow s_q = 1$ $\phi > 0 \rightarrow s_q = 1 + 0,1 \times K_p \times (B/L)$ $\phi = 0 \rightarrow d_q = 1$ $\phi > 0 \rightarrow d_q = 1 + 0,1 \times \sqrt{K_p} \times D/B$ $i_q = (1 - \phi/90)^2$	$s_c = 1 + 0,2 \times K_p \times (B/L)$ $d_c = 1 + 0,2 \times \sqrt{K_p} \times D/B$ $i_c = (1 - \phi/90)^2$	$\phi = 0 \rightarrow s_\gamma = 1$ $\phi > 0 \rightarrow s_\gamma = 1 + 0,1 \times K_p \times (B/L)$ $\phi = 0 \rightarrow d_\gamma = 1$ $\phi > 0 \rightarrow d_\gamma = 1 + 0,1 \times \sqrt{K_p} \times D/B$ $i_\gamma = (1 - \phi/90)^2$	
Coefficienti correttivi	$A_q = 1,022$	$A_c = 1,044$	$A_\gamma = 1,022$	La formulazione di Meyeroff non prevede inclinazioni del pendio e/o inclinazioni del piano di posa della fondazione $A_q = s_q \times d_q \times i_q \times \gamma_s \times b_q$ $A_c = s_c \times d_c \times i_c \times \gamma_s \times b_c$ $A_\gamma = s_\gamma \times d_\gamma \times i_\gamma \times \gamma_s \times b_\gamma$			
Capacità portante ultima della fondazione	$Q_{lim} = 299,19$						
Carico di progetto: Approccio 2 NTC08 (A1+M1+R3)	$q_d = 130,08$						
	$q_d = 1,30$						

	Realizzazione del nuovo impianto di inertizzazione fanghi con produzione di gessi di defecazione presso l'area impiantistica di Mancasale (RE) <b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>Relazione sulle Fondazioni</b>	Rev.	data
		00	01/2023

Calcolo del carico limite secondo teoria di Vesic	Teoria di Vesic
---	-----------------

N <sub>q</sub> =	1,00	Componente verticale del carico	F <sub>V</sub> =	1500,00	kN
N <sub>c</sub> =	5,14	Componente orizzontale del carico	F <sub>H</sub> =	0,00	kN
N <sub>γ</sub> =	0,00	Larghezza ridotta della fondazione	B' =	4,60	m
		Lunghezza ridotta della fondazione	L' =	43,10	m

Fattore di forma	S <sub>q</sub> =	1,000	S <sub>c</sub> =	1,021	S <sub>γ</sub> =	0,957
Fattore di profondità	d <sub>q</sub> =	1,000	d <sub>c</sub> =	1,043	d <sub>γ</sub> =	1,000
Fattore di inclinazione del carico	i <sub>q</sub> =	1,000	i <sub>c</sub> =	1,000	i <sub>γ</sub> =	1,000
Fattore di inclinazione del piano camp.	g <sub>q</sub> =	1,000	g <sub>c</sub> =	1,000	g <sub>γ</sub> =	1,000
Fattore di inclinazione del piano di posa	b <sub>q</sub> =	1,000	b <sub>c</sub> =	1,000	b <sub>γ</sub> =	1,000

Coefficienti correttivi	A <sub>q</sub> =	1,000	A <sub>c</sub> =	1,065	A <sub>γ</sub> =	0,957
	0,00	9,25	295,73	0,00		

Parametri addizionali						
$m_B = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}} =$	1,904	$m_B = \frac{2 + \frac{L'}{B'}}{1 + \frac{L'}{B'}} =$	1,096	$m = m_L \times \cos^2 \delta + m_B \times \sin^2 \delta =$	1,096	

Capacità portante ultima della fondazione	Q <sub>lim</sub> =	304,98	kN/m <sup>2</sup>
<b>Carico di progetto: Approccio 2 NTC08 (A1+M1+R3)</b>	<b>q<sub>d</sub> =</b>	<b>132,60</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>
	q <sub>d</sub> =	1,33	daN/cm <sup>2</sup>

Calcolo del carico limite secondo teoria di Brinch-Hansen	Teoria di Brinch-Hansen
---	-------------------------

N <sub>q</sub> =	1,00	Componente verticale del carico	F <sub>V</sub> =	1500,00	kN
N <sub>c</sub> =	5,14	Componente orizzontale del carico	F <sub>H</sub> =	0,00	kN
N <sub>γ</sub> =	0,00	Larghezza ridotta della fondazione	B' =	4,60	m
		Lunghezza ridotta della fondazione	L' =	43,10	m

Fattore di forma	S <sub>q</sub> =	1,000	S <sub>c</sub> =	1,021	S <sub>γ</sub> =	0,957
Fattore di profondità	d <sub>q</sub> =	1,000	d <sub>c</sub> =	1,043	d <sub>γ</sub> =	1,000
Fattore di inclinazione del carico	i <sub>q</sub> =	1,000	i <sub>c</sub> =	1,000	i <sub>γ</sub> =	1,000
Fattore di inclinazione del piano camp.	g <sub>q</sub> =	1,000	g <sub>c</sub> =	1,000	g <sub>γ</sub> =	1,000
Fattore di inclinazione del piano di posa	b <sub>q</sub> =	1,000	b <sub>c</sub> =	1,000	b <sub>γ</sub> =	1,000

Coefficienti correttivi	A <sub>q</sub> =	1,000	A <sub>c</sub> =	1,065	A <sub>γ</sub> =	0,957
	0,00	9,25	295,73	0,00		

Parametri addizionali						
$k = \begin{cases} \frac{D}{B'} \leq 1 \rightarrow k = \frac{D}{B'} \\ \frac{D}{B'} > 1 \rightarrow k = \arctan \frac{D}{B'} \end{cases} =$	0,109					

Capacità portante ultima della fondazione	Q <sub>lim</sub> =	304,98	kN/m <sup>2</sup>
<b>Carico di progetto: Approccio 2 NTC08 (A1+M1+R3)</b>	<b>q<sub>d</sub> =</b>	<b>132,60</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>
	q <sub>d</sub> =	1,33	daN/cm <sup>2</sup>

$N_q = e^{(\pi \times i_q \varphi)} \times i_g^{-2} (45^\circ + \varphi / 2)$ $N_c = (N_q - 1) \times \cotg \varphi$ $N_\gamma = 2 \times (N_q + 1) \times i_g \varphi$	$s_q = 1 + B' / L \times \tan \varphi$ $d_q = 1 + 2 \times \tan \varphi \times (1 - \sin \varphi)^2 \times D / B$ $\varphi = 0 \rightarrow i_q = 1,0$ $c = 0 \rightarrow i_q = (1 - F_H / F_V)^m$ $i_q = \left[ 1 - \frac{F_H}{F_V + B \times L \times c \times \cotg \varphi} \right]^{m+1}$ $g_q = (1 - \tan \eta)^2$ $b_q = (1 - \varepsilon \times \tan \varphi)^2$	$s_c = 1 + B' / L \times N_q / N_c$ $\varphi = 0 \rightarrow d_c = 1 + 0,4 \times D / B$ $\varphi > 0 \rightarrow d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \times \tan \varphi)$ $\varphi = 0 \rightarrow i_c = 1 - \frac{m \times F_H}{B \times L \times c \times N_c}$ $c = 0 \rightarrow i_c = 1,0$ $i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \times \tan \varphi}$ $\varphi = 0 \rightarrow g_c = \eta / 147$ $\varphi > 0 \rightarrow g_c = 1 - \eta / 147$ $\varphi = 0 \rightarrow b_c = \varepsilon / 147$ $\varphi > 0 \rightarrow b_c = 1 - \varepsilon / 147$	$s_\gamma = 1 - 0,4 \times B' / L$ $d_\gamma = 1,0$ $\varphi = 0 \rightarrow i_\gamma = 1,0$ $c = 0 \rightarrow i_\gamma = (1 - F_H / F_V)^{m+1}$ $i_\gamma = \left[ 1 - \frac{F_H}{F_V + B \times L \times c \times \cotg \varphi} \right]^{m+1}$ $g_\gamma = (1 - \tan \eta)^2$ $b_\gamma = (1 - \varepsilon \times \tan \varphi)^2$
---	---	---	--

<b>Calcolo del carico limite</b>	<b>Approccio 2</b>
$Q_{lim} = A_q \times N_q \times \gamma_1 \times D + A_c \times N_c \times c + \frac{1}{2} \times A_\gamma \times N_\gamma \times \gamma_2 \times B$	$A1 \rightarrow \gamma_s = 1,0 + 1,3 \mid \gamma_q = 0,0 + 1,5$ $M1 \rightarrow \gamma_\varphi = 1,0 \mid \gamma_c = 1,0 \mid \gamma_{cu} = 1,0 \mid \gamma_\gamma = 1,0$ $R3 \rightarrow \gamma_{R3} = 2,3$

$N_q = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \times e^{\pi \times i_q \varphi}$ $N_c = (N_q - 1) \times \cotg \varphi$ $N_\gamma = 1,5 \times (N_q + 1) \times i_g \varphi$	$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \times \tan \varphi$ $d_q = 1 + 2 \times \tan \varphi \times (1 - \sin \varphi)^2 \times k$ $i_q = \left[ 1 - \frac{0,5 \times F_H}{F_V + B' \times L \times c \times \cotg \varphi} \right]^5$ $g_q = (1 - 0,5 \times \tan \eta)^5$ $b_q = e^{-2 \varepsilon \sin \varphi}$	$\varphi = 0 \rightarrow s_c = 0,2 \times \frac{B'}{L'}$ $\varphi > 0 \rightarrow s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \times \frac{B'}{L'}$ $\varphi = 0 \rightarrow d_c = 0,4 \times k$ $\varphi > 0 \rightarrow d_c = 1 + 0,4 \times k$ $\varphi = 0 \rightarrow i_c = \frac{1}{2} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{F_H}{B' \times L \times c}} \right)$ $\varphi > 0 \rightarrow i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \times \tan \varphi}$ $\varphi = 0 \rightarrow g_c = \eta / 147$ $\varphi > 0 \rightarrow g_c = 1 - \eta / 147$ $\varphi = 0 \rightarrow b_c = \varepsilon / 147$ $\varphi > 0 \rightarrow b_c = 1 - \varepsilon / 147$	$s_\gamma = 1 - 0,4 \times \frac{B'}{L'}$ $d_\gamma = 1$ $\varepsilon = 0 \rightarrow i_\gamma = \left[ 1 - \frac{0,7 \times F_H}{F_V + B' \times L \times c \times \cotg \varphi} \right]^5$ $\varphi > 0 \rightarrow i_\gamma = \left[ 1 - \frac{(0,7 - \varepsilon / 450) \times F_H}{F_V + B' \times L \times c \times \cotg \varphi} \right]^5$ $g_\gamma = (1 - 0,5 \times \tan \eta)^5$ $b_\gamma = e^{-2,7 \varepsilon \sin \varphi}$
---	---	--	--

<b>Calcolo del carico limite</b>	<b>Approccio 2</b>
$Q_{lim} = A_q \times N_q \times \gamma_1 \times D + A_c \times N_c \times c + \frac{1}{2} \times A_\gamma \times N_\gamma \times \gamma_2 \times B$	$A1 \rightarrow \gamma_s = 1,0 + 1,3 \mid \gamma_q = 0,0 + 1,5$ $M1 \rightarrow \gamma_\varphi = 1,0 \mid \gamma_c = 1,0 \mid \gamma_{cu} = 1,0 \mid \gamma_\gamma = 1,0$ $R3 \rightarrow \gamma_{R3} = 2,3$

Risulta:

$$q_d = 1,30 daN / cm^2$$

## 6. VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE

### 6.1 EDIFICIO DI STOCCAGGIO FANGHI

#### 6.1.1 Pressioni di calcolo sul terreno di fondazione

Si riportano i valori delle pressioni sul terreno indotte dalla sovrastruttura sotto forma di mappe di colore nelle condizioni elementari di calcolo ed il loro involucro sia in condizioni di esercizio che ultimo. I valori sono espressi in daN/cm<sup>2</sup>.

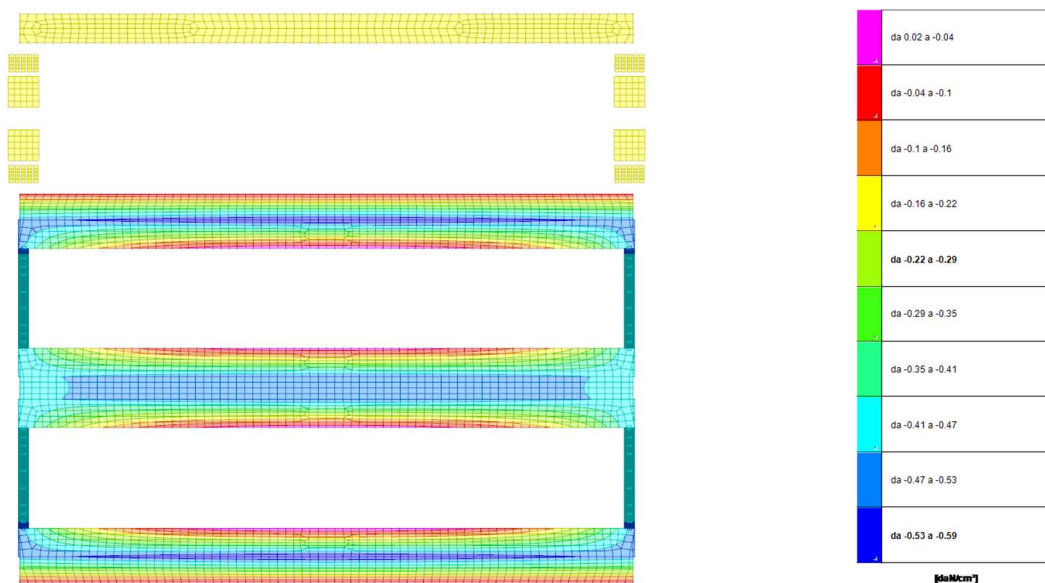


Figura 5: mappatura pressioni pesi propri strutturali

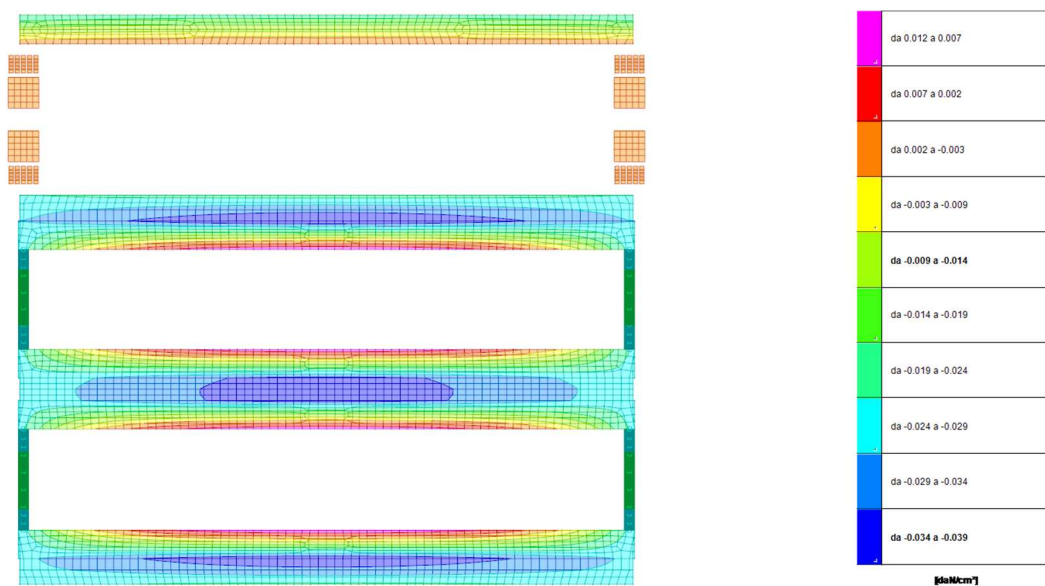


Figura 6: mappatura pressioni azioni permanenti

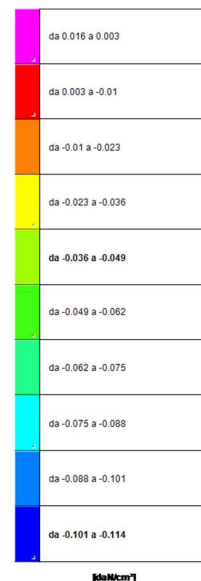
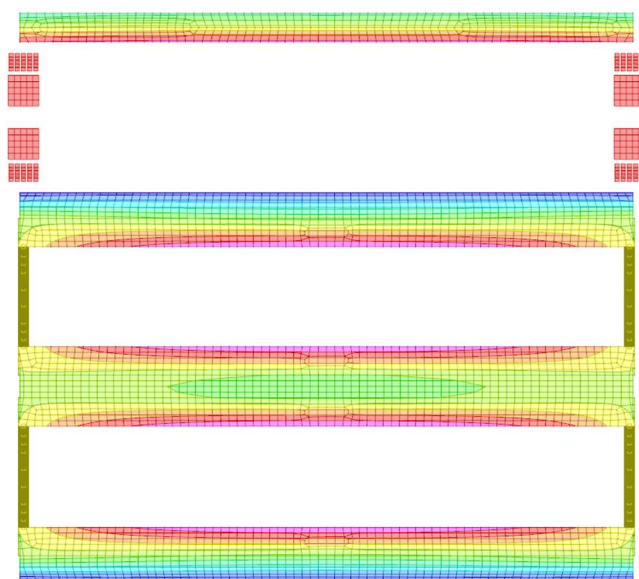


Figura 7: mappatura pressioni azione della neve

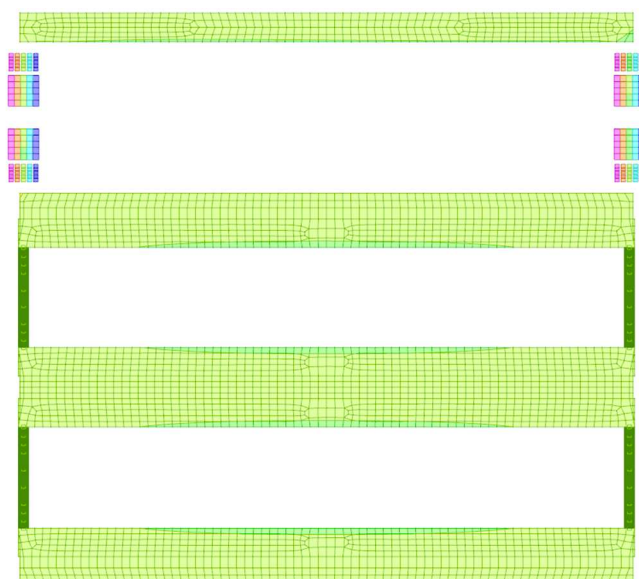


Figura 8: mappatura pressioni azione del vento X



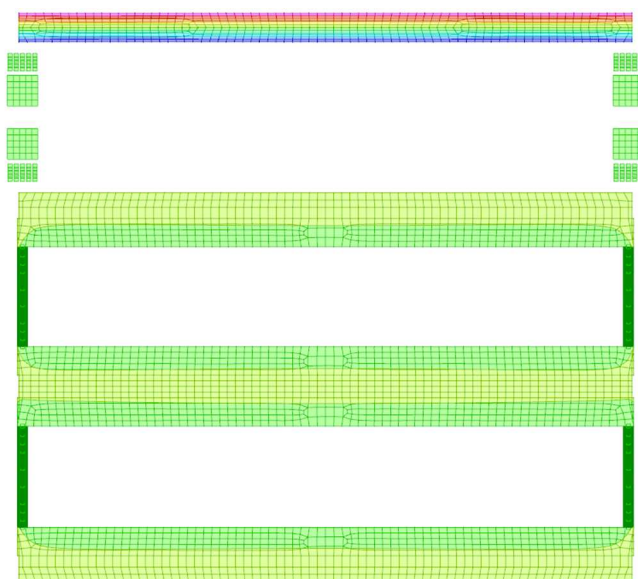


Figura 9: mappatura pressioni azione del vento Y

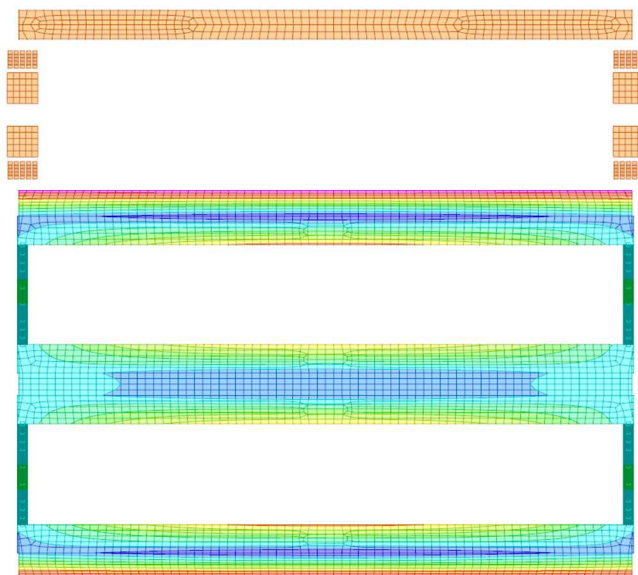


Figura 10: mappatura pressioni azione stoccaggio

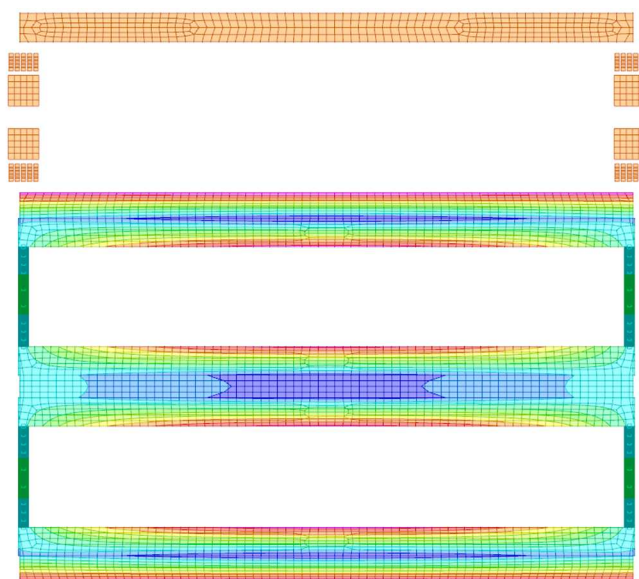


Figura 11: mappatura pressioni azione variabile tunnel

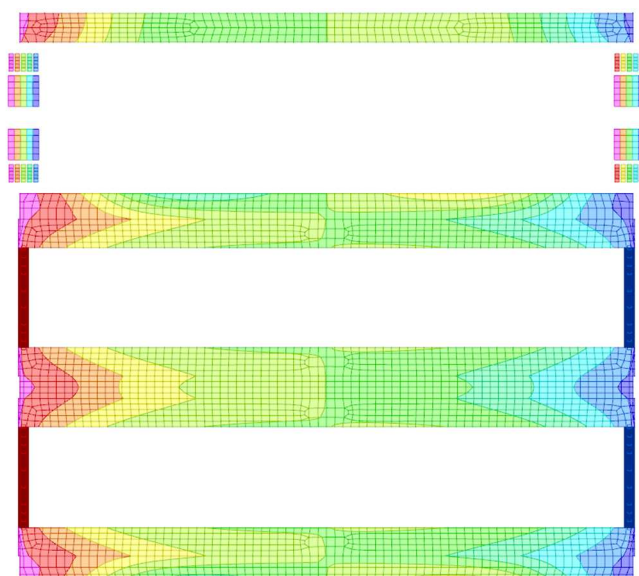
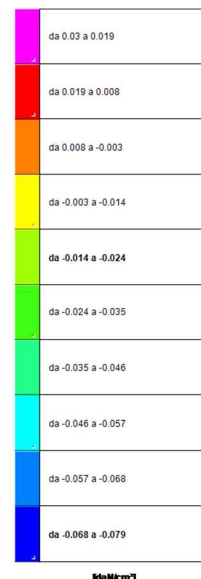
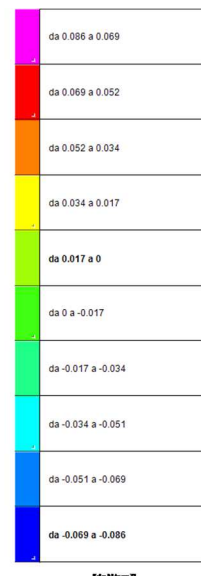


Figura 12: mappatura pressioni Sisma X-SLV





Rev.	data
00	01/2023

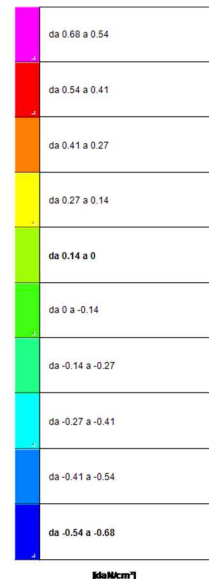
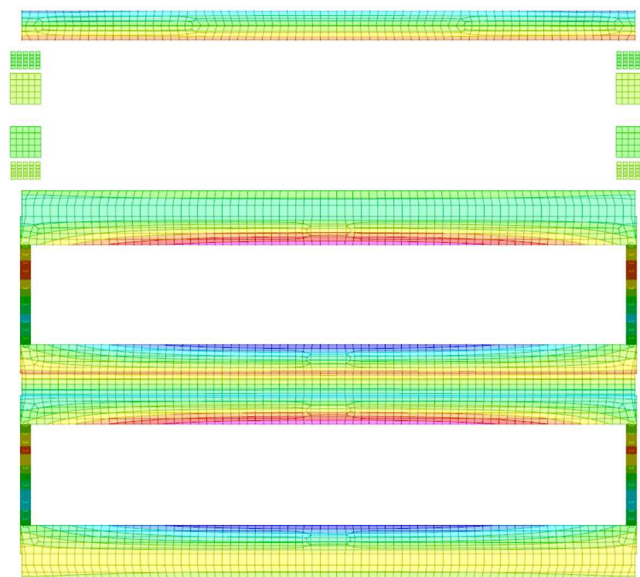


Figura 13: mappatura pressioni Sisma Y-SLV

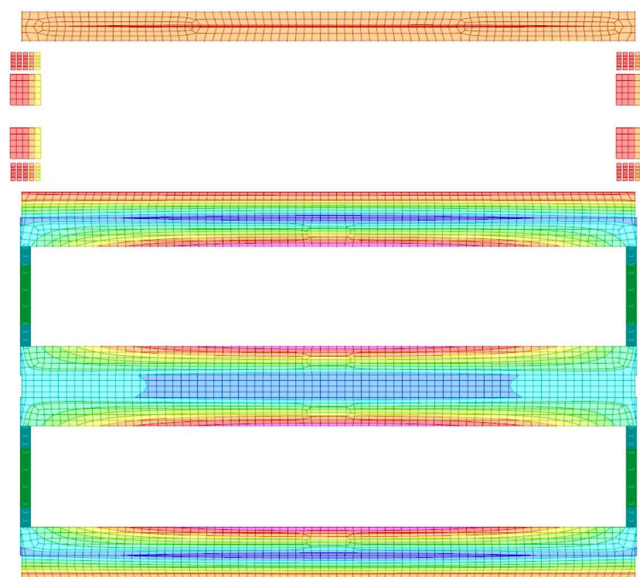


Figura 14: inviluppo pressioni minime SLU

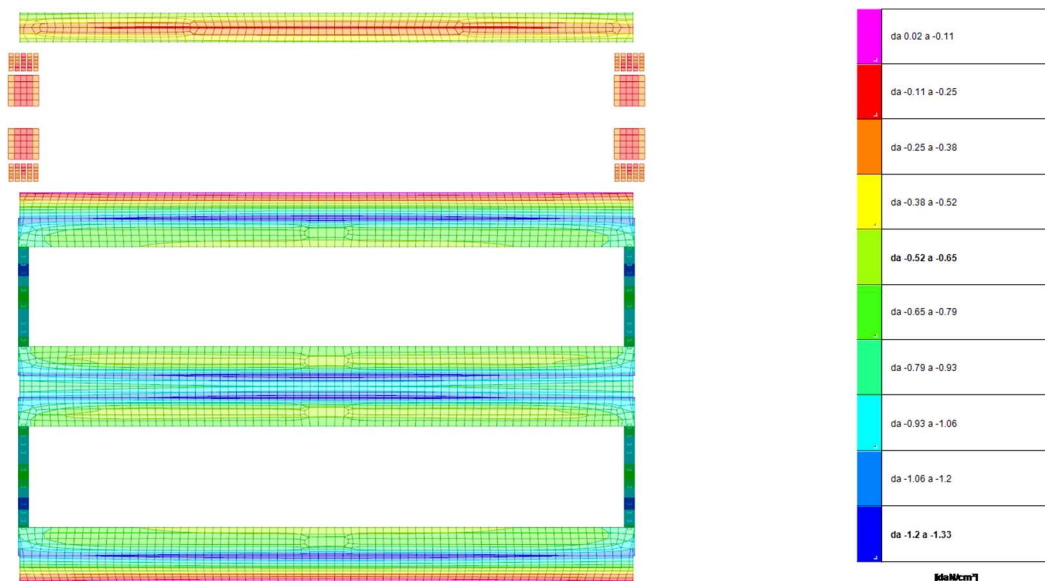


Figura 15: involucro pressioni minime SLV

Risulta complessivamente (SLU/SLV):

$\sigma_{t,max} = 1,75 daN / cm^2 < 1,85 daN / cm^2 \rightarrow$  verifica di capacità portante soddisfatta.

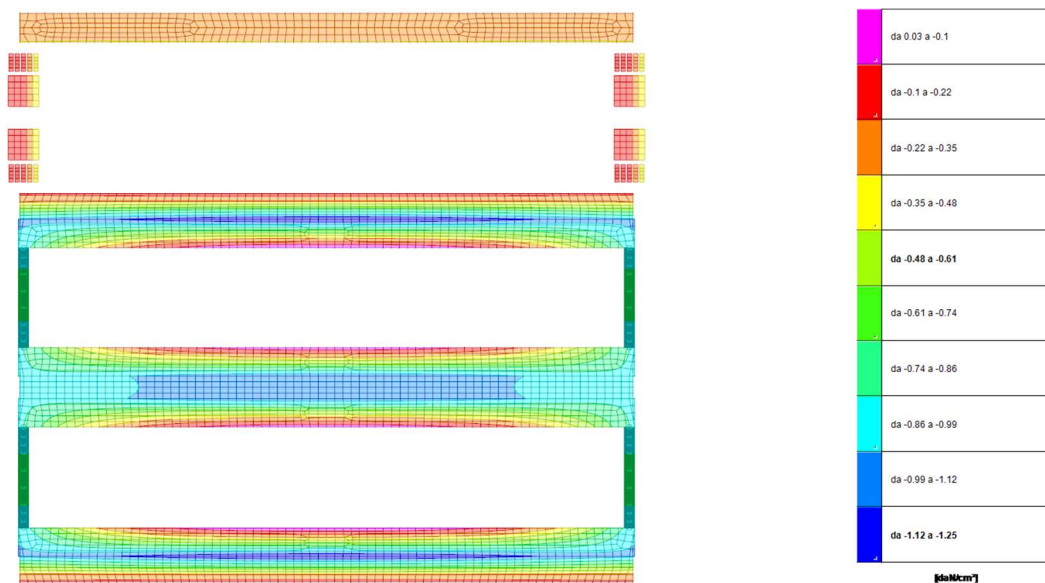


Figura 16: involucro pressioni minime SLE-rara

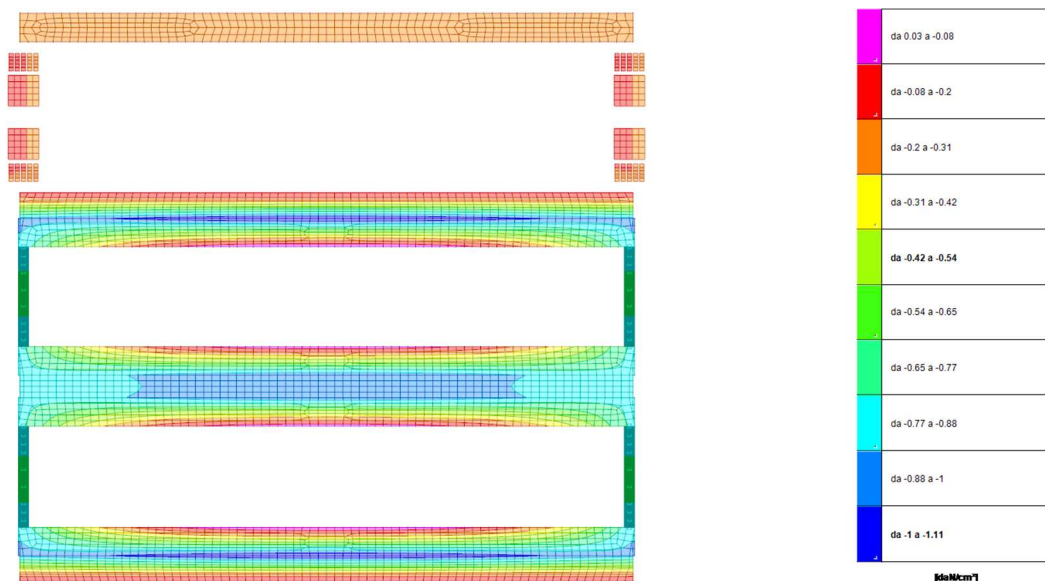


Figura 17: involucro pressioni minime SLE-frequente

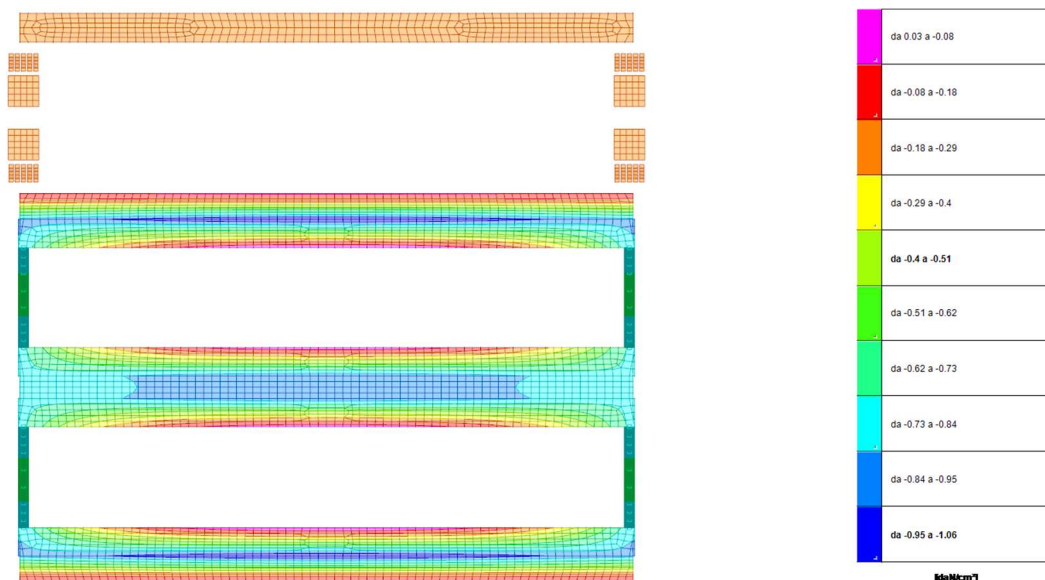


Figura 18: involucro pressioni minime SLE-quasi permanente

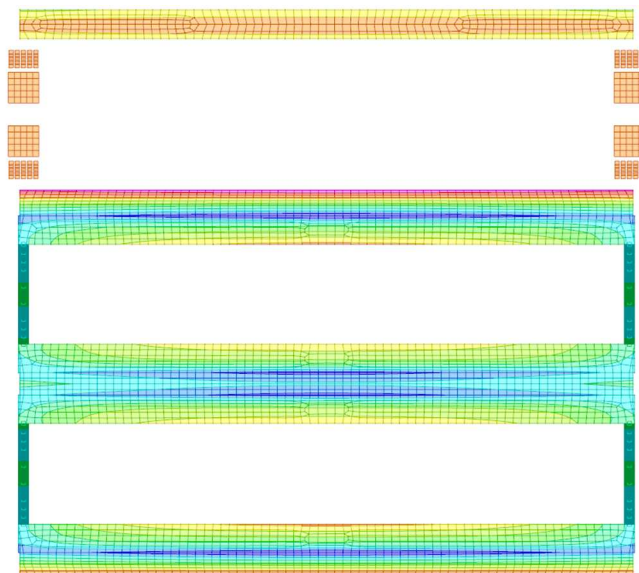


Figura 19: involucro pressioni minime SLO

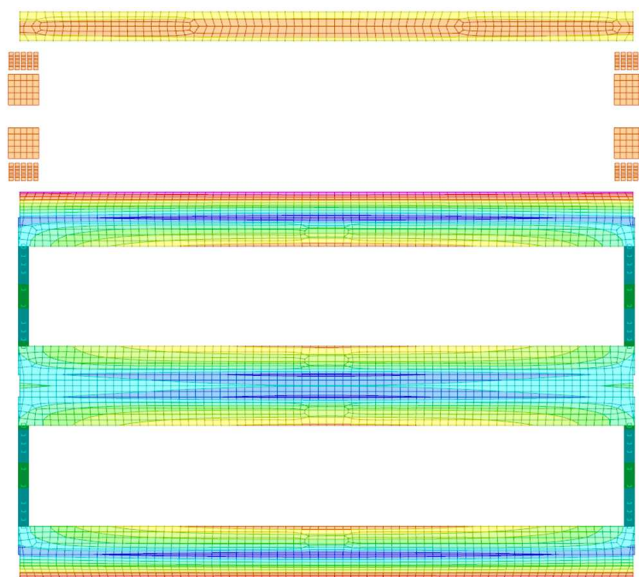


Figura 20: involucro pressioni minime SLD





## 6.2 PLATEA SILOS

### 6.2.1 Pressioni di calcolo sul terreno di fondazione

Si riportano i valori delle pressioni sul terreno indotte dalla sovrastruttura sotto forma di mappe di colore nelle condizioni elementari di calcolo ed il loro involucro sia in condizioni di esercizio che ultimo.

I valori sono espressi in daN/cm<sup>2</sup>.

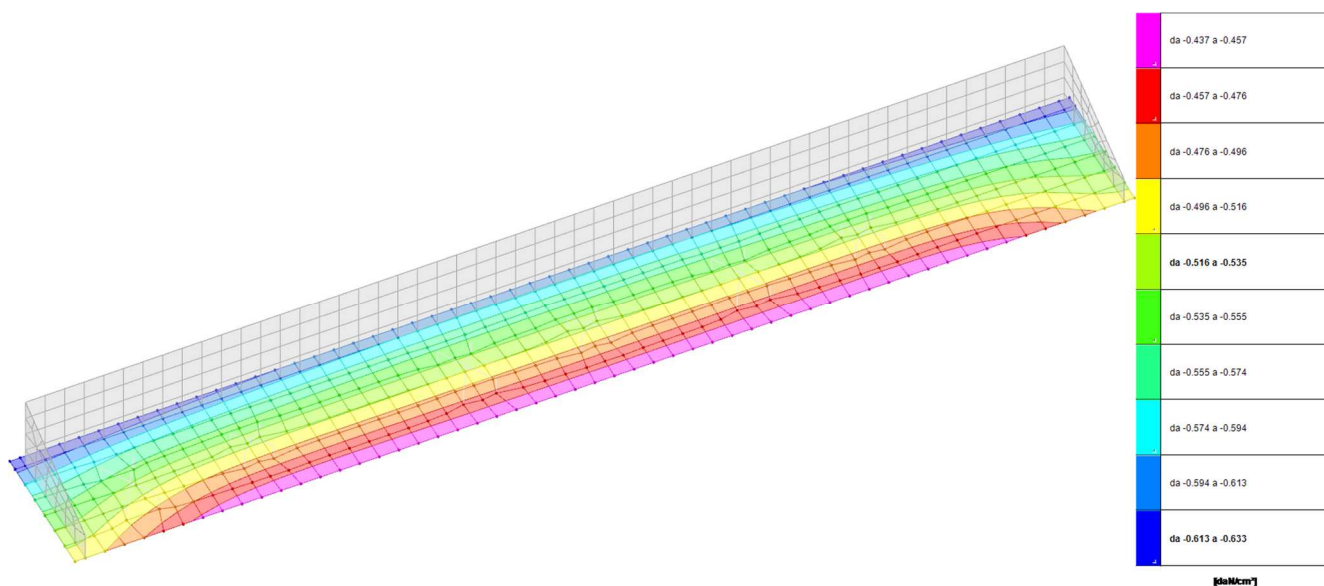


Figura 21: involucro pressioni minime SLU

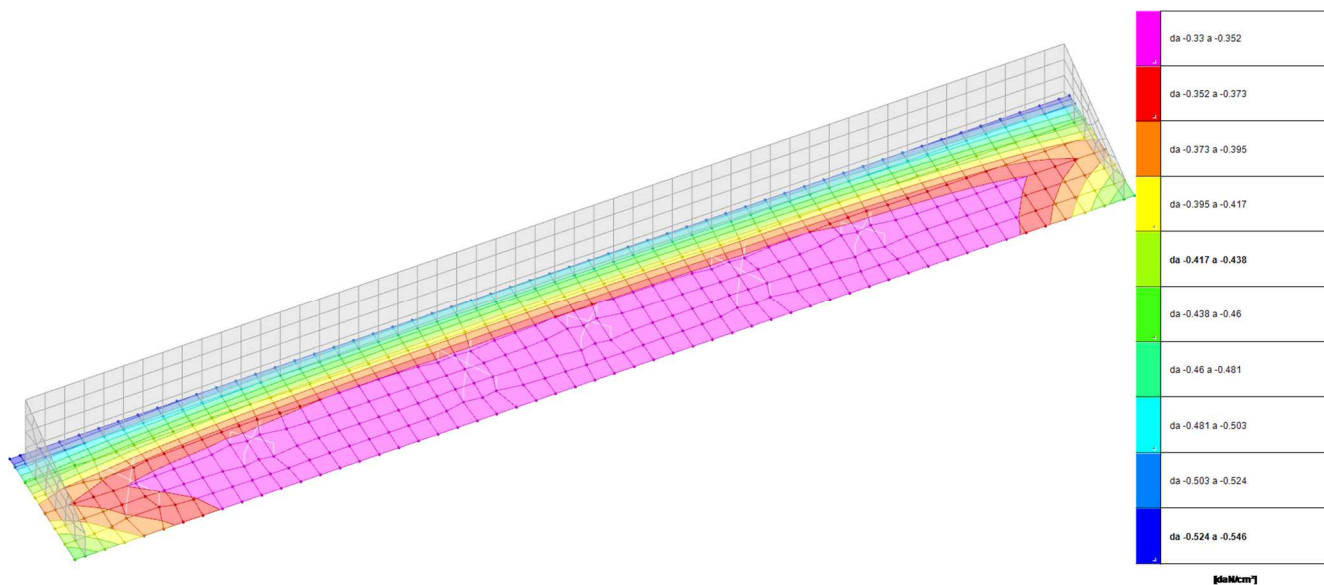


Figura 22: involucro pressioni minime SLV

Risulta complessivamente (SLU/SLV):

$\sigma_{t,max} = 0,63daN / cm^2 < 1,30daN / cm^2 \rightarrow$  verifica di capacità portante soddisfatta.

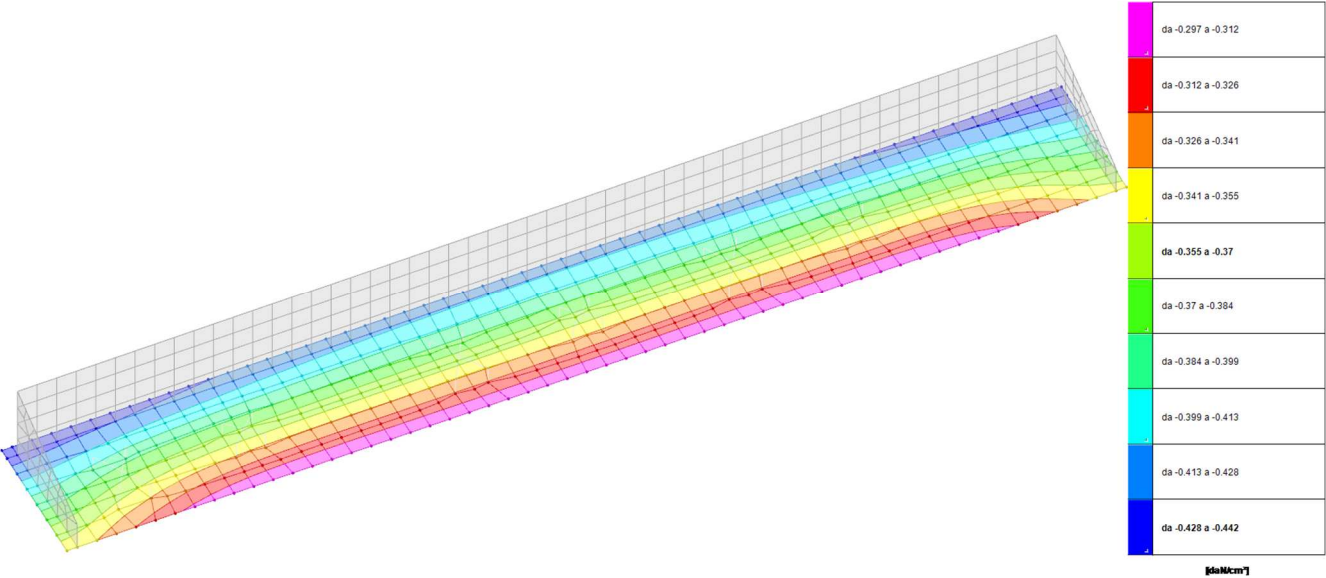


Figura 22: involucro pressioni minime SLE-rara

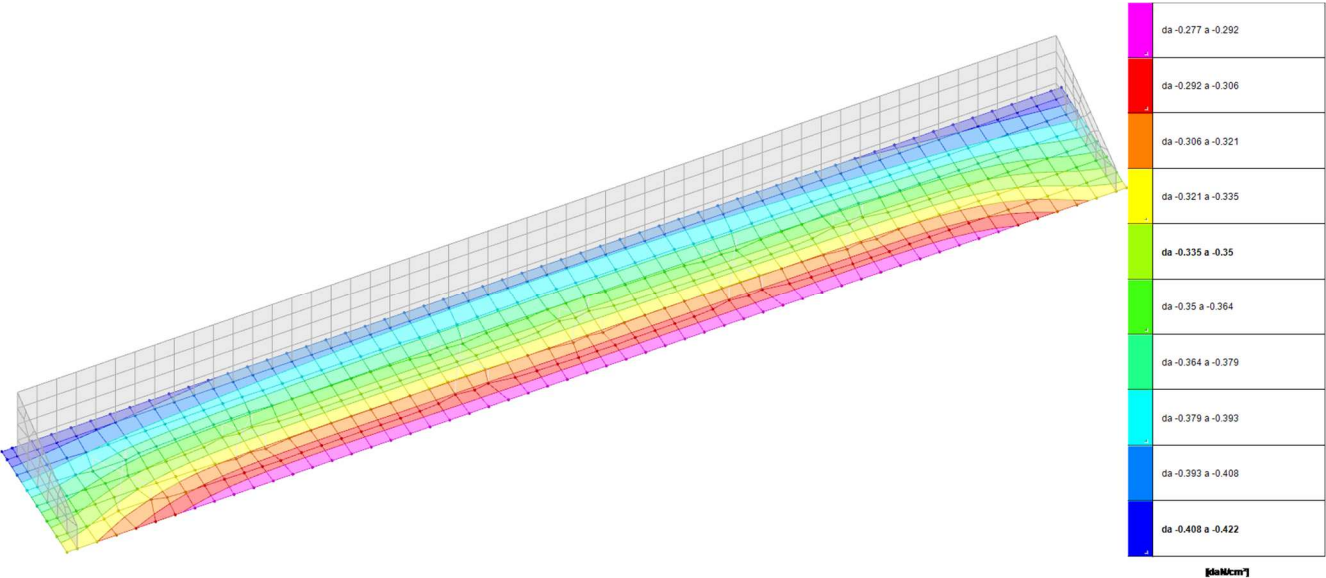


Figura 23: involucro pressioni minime SLE-frequente

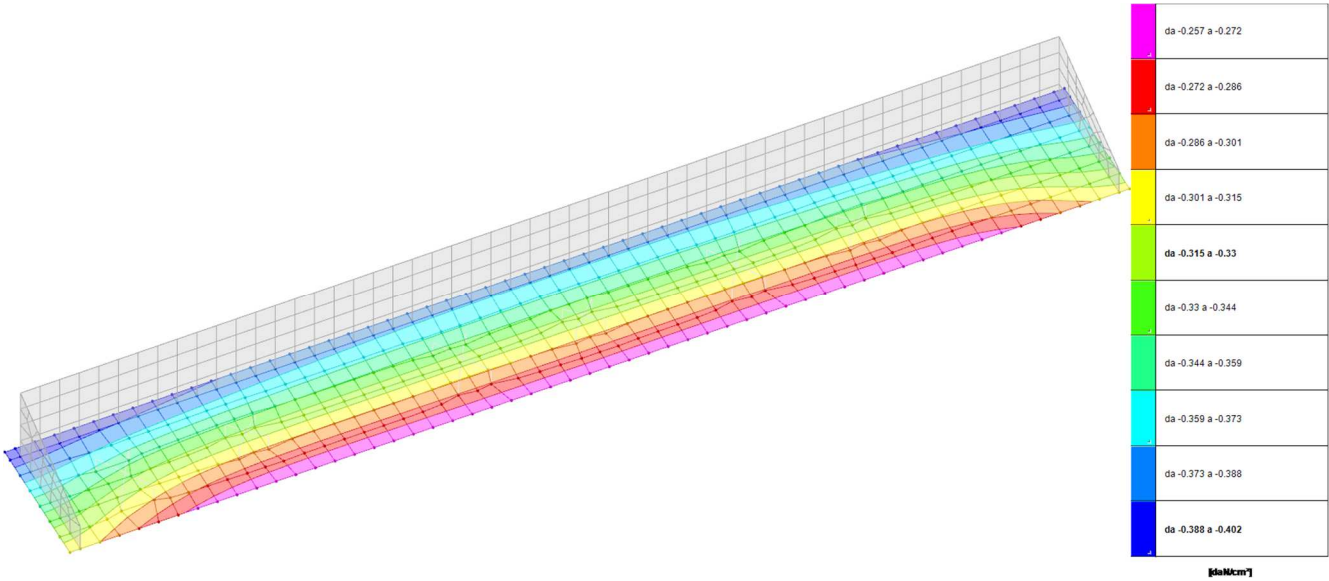


Figura 24: involucro pressioni minime SLE-quasi permanente

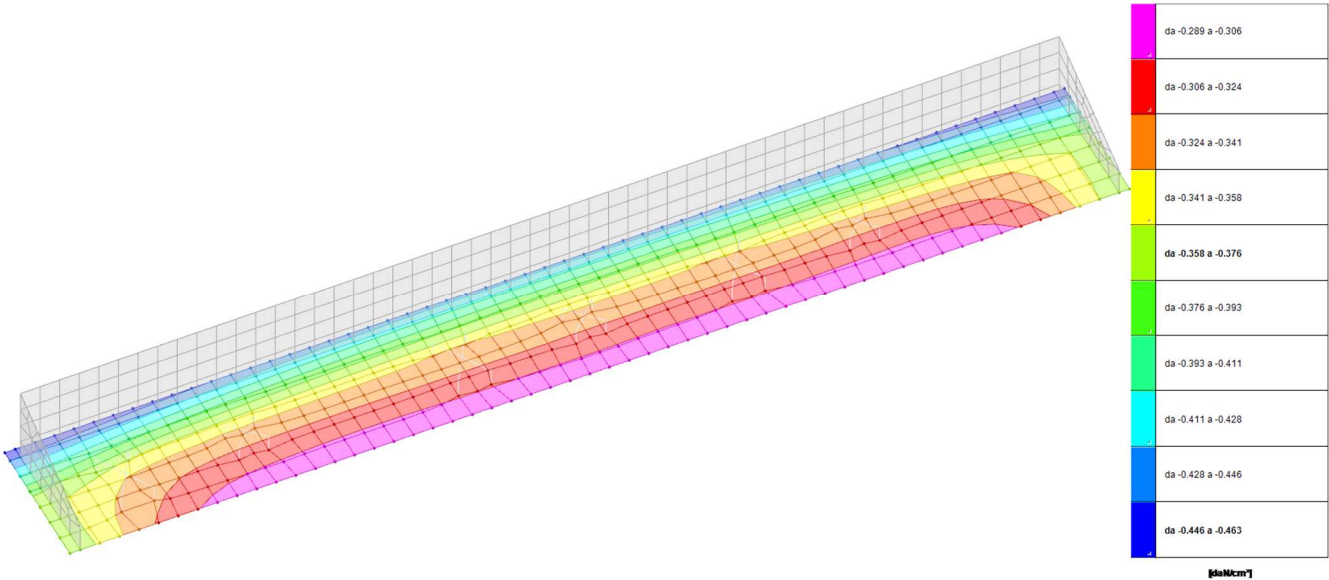


Figura 25: involucro pressioni minime SLD



## 6.3 PLATEA LOCALE TECNICO

### 6.3.1 Pressioni di calcolo sul terreno di fondazione

Si riportano i valori delle pressioni sul terreno indotte dalla sovrastruttura sotto forma di mappe di colore nelle condizioni elementari di calcolo ed il loro involucro sia in condizioni di esercizio che ultimo.

I valori sono espressi in daN/cm<sup>2</sup>.

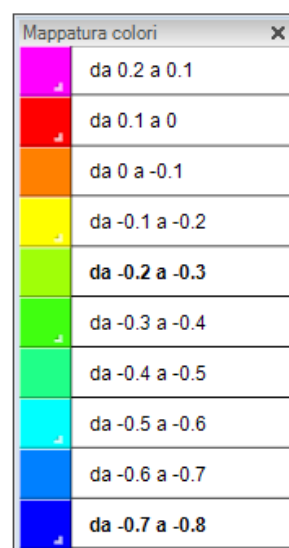
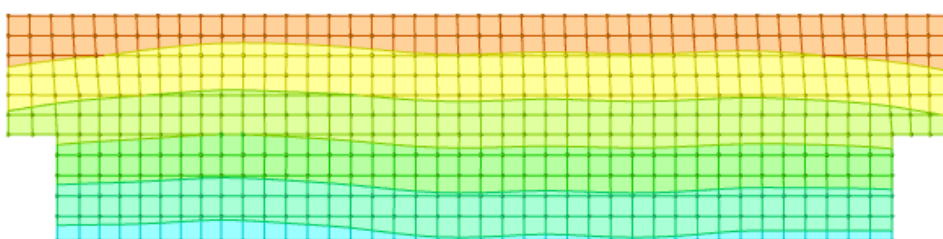


Figura 26: involucro pressioni minime SLU

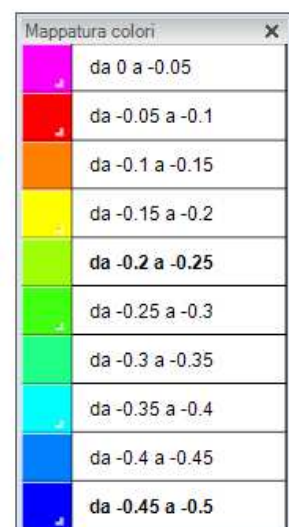
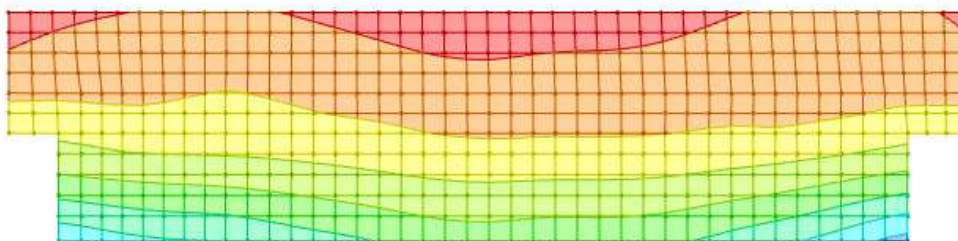


Figura 27: involucro pressioni minime SLV

Risulta complessivamente (SLU/SLV):

$\sigma_{t,max} = 0,60 daN / cm^2 < 1,30 daN / cm^2 \rightarrow$  verifica di capacità portante soddisfatta.

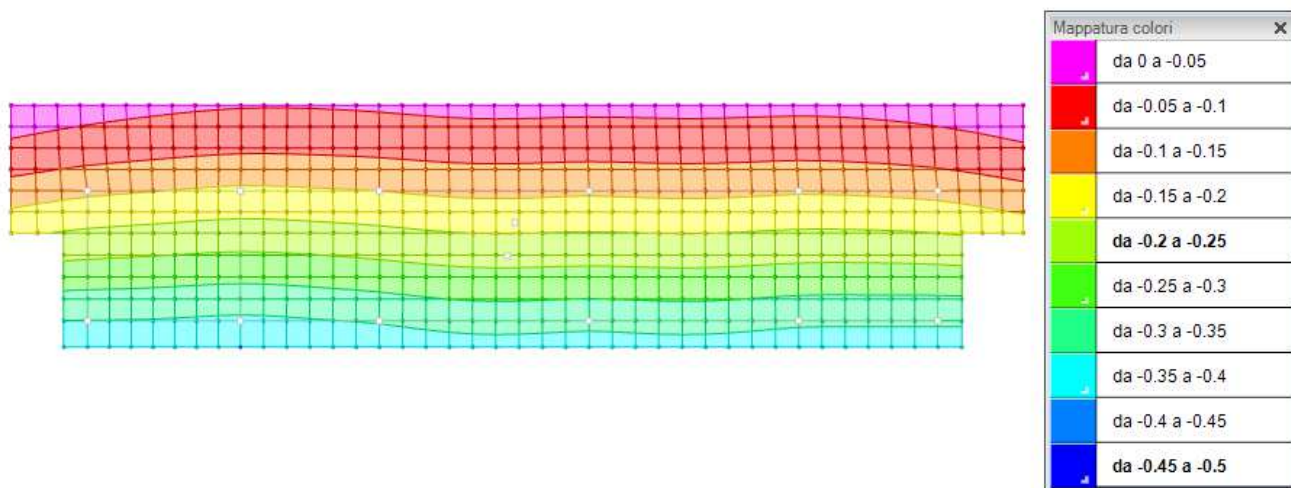


Figura 28: involucro pressioni minime SLE-rara

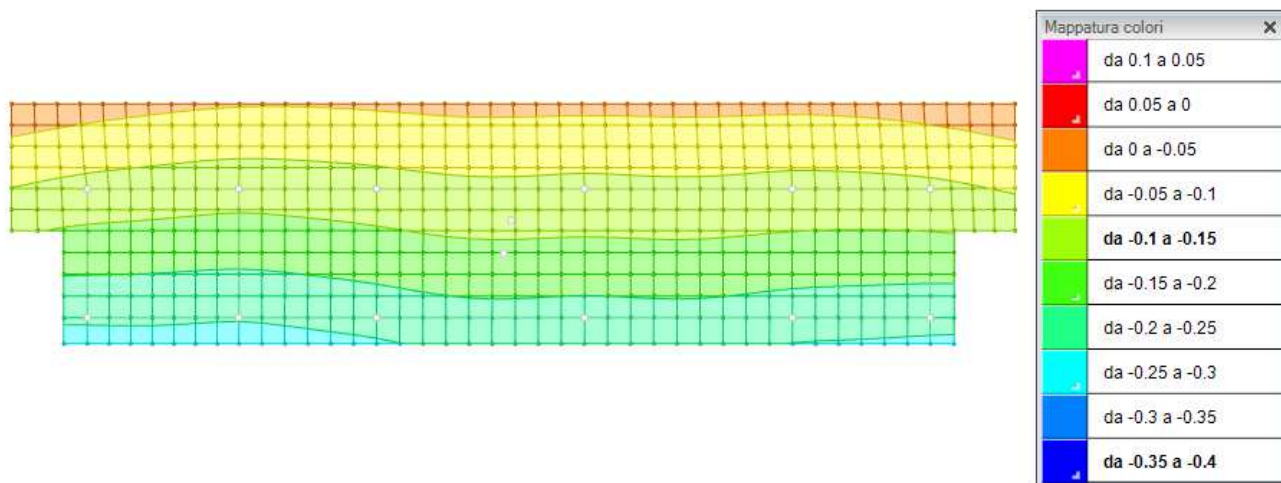


Figura 29: involucro pressioni minime SLE-frequente

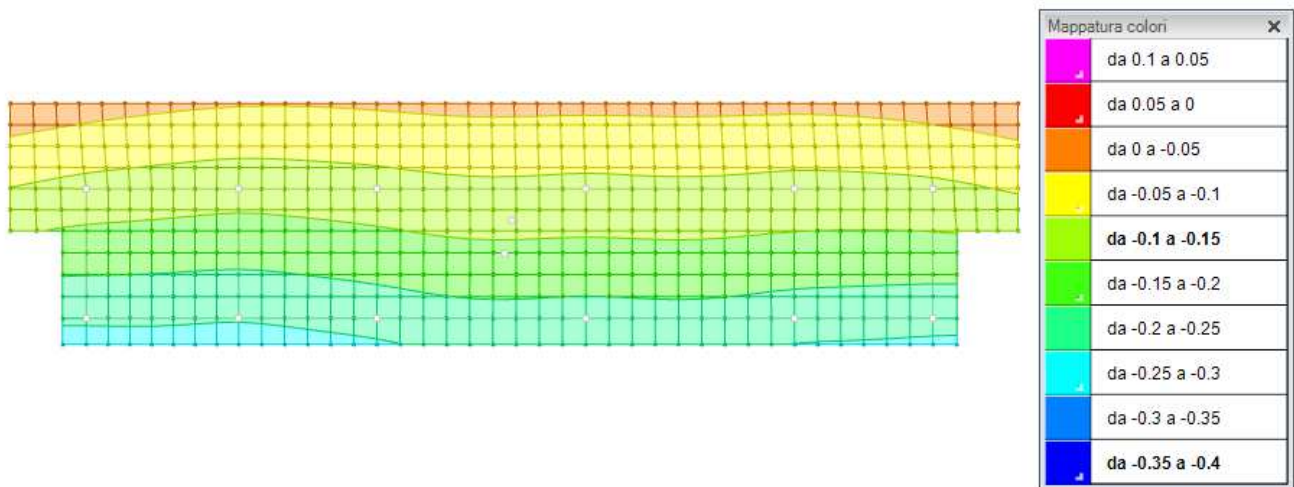


Figura 30: involucro pressioni minime SLE-quasi permanente

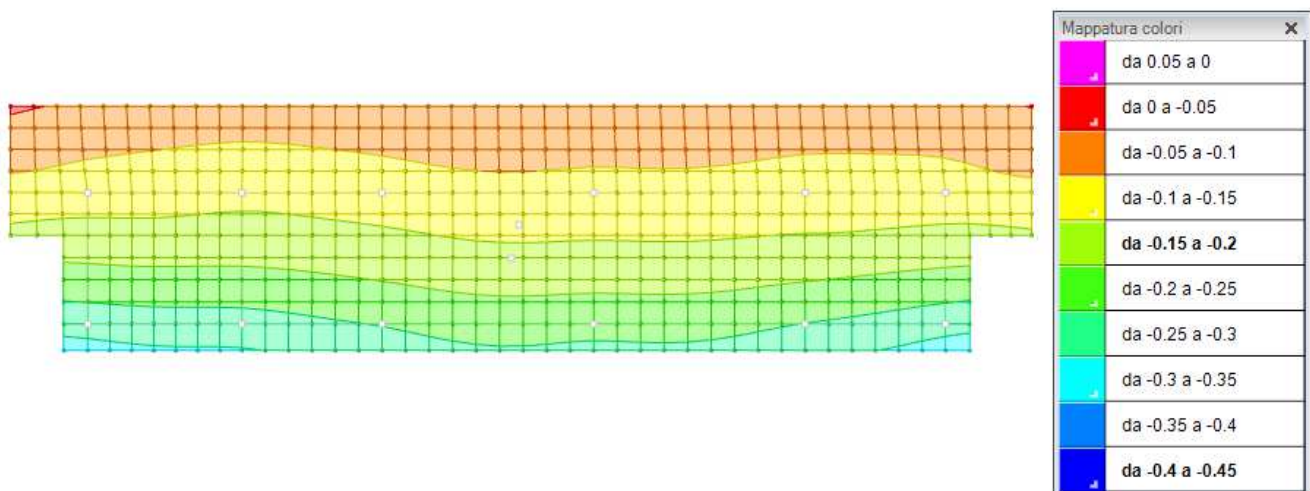


Figura 31: involucro pressioni minime SLD