



Finanziato
dall'Unione europea
NextGenerationEU



Dipartimento
per lo sport

Rigenerazione e ampliamento impianto sportivo e campo cross Monte Coralli CUP J28E22000040006 Progetto Esecutivo

Proprietà/Committente: COMUNE DI FAENZA

GIUGNO 2023

RELAZIONE GEOTECNICA

G.02a

Responsabile del Procedimento:

Dott.ssa Benedetta Diamanti - Dirigente Settore Cultura, Turismo e Promozione Economica Comune di Faenza

Supporto al R.U.P.:

Ing. Patrizia Barchi - Dirigente settore Lavori Pubblici Comune di Faenza

Progettista responsabile dell'integrazione fra le varie prestazioni specialistiche:

Arch. Alessandro Bucci

Progettazione architettonica:

Arch. Alessandro Bucci

Via Severoli, 18_48018 Faenza (RA)

Tel. 0546-29237 - fax. 0546-29261

iscritto ordine architetti di Ravenna n. 253

Mail abucci@alessandrobucciararchitetti.it

Progettazione paesaggistica:

Arch. Mauro Panigo

Via Sardegna 32_20146 Milano (MI)

Tel. 392 3157547

Mail mauro.panigo@contemporaryurban.it

Progettazione aspetti energetici degli edifici:

Ing. Serena Patricelli

Via Adige 63/2_65015 Montesilvano (PE)

Mail serena.patricelli@gmail.com

Progettazione ambientale degli edifici:

Ing. Eleonora Sablone

Lungomare Cristoforo Colombo 56_65126 Pescara (PE)

Mail eleonora.sablone@gmail.com

Progettazione strutturale:

Ing. Marco Peroni

Via S. Antonino, 1_48018 Faenza (RA)

Tel. 0546 31433 - fax 0546 636566

Mail peroni@marcoperoni.it

Progettazione impianti meccanici:

P.I. Claudio Pinardi

Studio tecnico P.D.M. Progetti

Via Cento, 54/1_48022 Lugo (RA)

Tel. 0545-31873

Mail pinardi@pdmprogetti.it

Progettazione impianti elettrici:

Ing. Giampaolo Cortesi

Via Glorie, 146_48012 Bagnacavallo (RA)

Tel. 0545 48193

Mail ingcortesi@libero.it

Tecnico abilitato ai sensi dell'art.98 del d.lgs. 81/2008

Geom. Gabriele Venturelli

Studio Tecnico associato Venturelli

Via Bettisi, 12_48018 Faenza (RA)

Tel. 0546 667280

Mail gabriele@studioventurelli.com

Firma dei tecnici ognuno per le proprie competenze

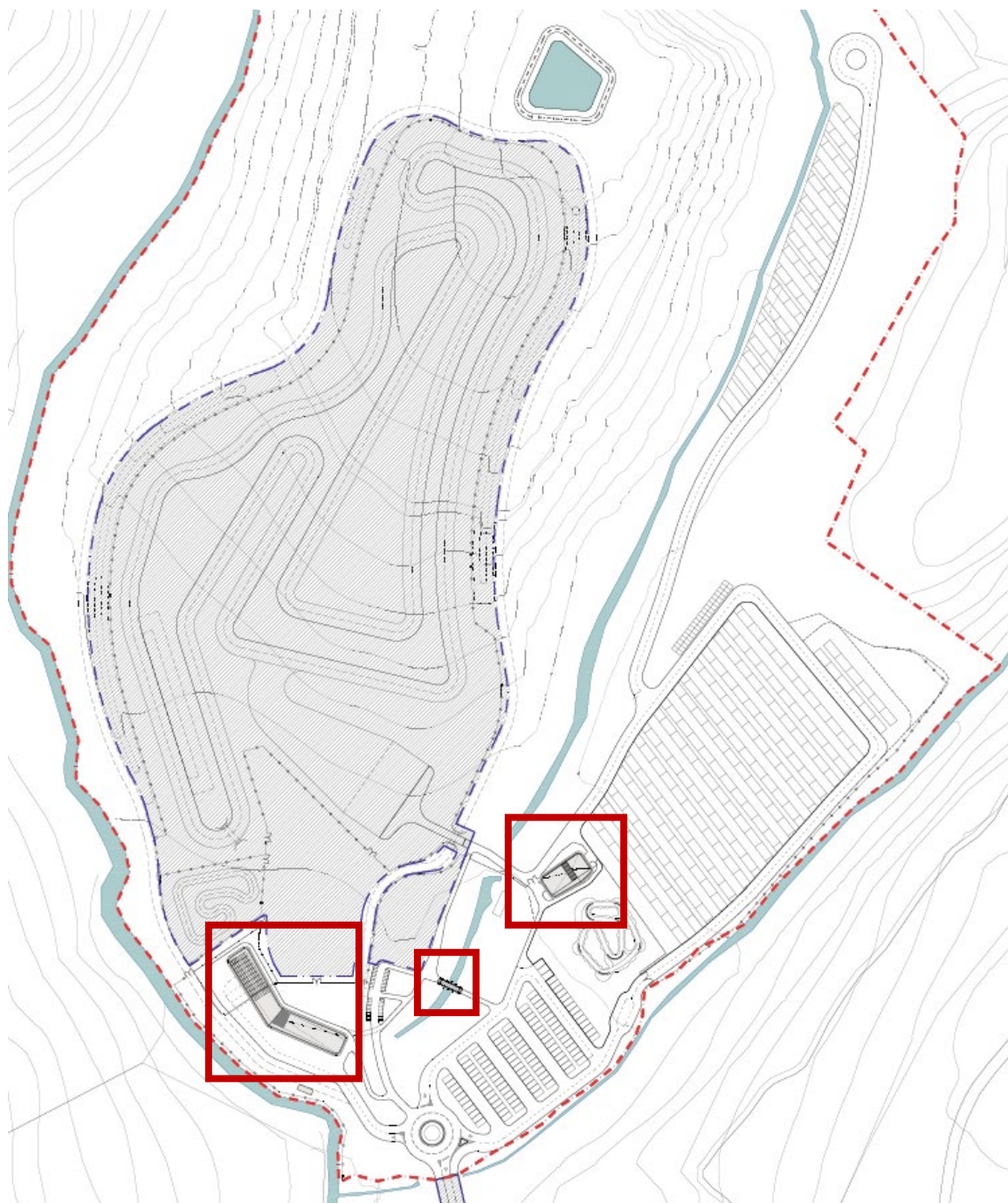
Rev. n.	data
01	LUG 2023
02	LUG 2023

Relazione geotecnica sulle indagini, caratterizzazione e modellazione del volume significativo di terreno

- Descrizione del sito, delle opere e degli interventi

La presente relazione si riferisce alla nuova costruzione di due nuovi fabbricati in legno e di una nuova passerella pedonale, anch'essa in legno, poste all'interno dell'area denominata Monte Coralli a Faenza (Ra), località Tebano.

Si riporta la planimetria di progetto con indicazione del posizionamento delle tre strutture:



L'area in oggetto si sviluppa su terreni sedimentari attribuibili alla formazione delle sabbie gialle di età miocenica; il rilevamento geologico è stato esteso ai terreni limitrofi sottostanti e soprastanti.

L'area di costruzione delle nuove strutture, sostanzialmente pianeggiante e posta centralmente a valle della scarpata antropica soprastante, è costituita da terreno di riporto sabbioso-argilloso utilizzato per il ripristino della cava aperta a suo tempo al servizio dei cantieri per la realizzazione dell'autostrada A14. L'ubicazione ed estensione delle relative formazioni viene riportata nella relazione geologica redatta dal dott. geol. Giancarlo Andreatta.

I termini in posto che costituiscono la serie stratigrafica interessata all'intervento sono esclusivamente sedimentari di origine marina e di età pleistocenica. È stato possibile ricavare direzione e pendenza degli strati direttamente sulle scarpate di erosione generate dai rii laterali che delimitano l'area. Dagli elementi rilevati deriva che le sabbie presentano andamento prevalentemente monoclinale con direzione Nord-Ovest/Sud-Est ed inclinazione di 7° - 9° . L'immersione è verso Nord-Est con stratificazione, di conseguenza, a traverpoggio con tendenza al franapoggio. Per la stesura della carta geologica si è eseguita la classificazione formazionale adottata nella cartografia ufficiale a scala 1:10.000 che attribuisce tutta l'area ad esclusione dei terrazzi fluviali ad una unica formazione, non essendo possibile suddividere la formazione delle sabbie gialle in maniera più dettagliata con l'indicazione dei diversi litotipi presenti ed evidenziati dal sondaggio.

Il banco sabbioso evidenzia una potenza di m. 15-20, interrotto a metà circa da un livello argilloso-limoso, come accertato anche in precedenti campagne di sondaggi e variamente intercalato da lenti di sabbia limosa, di spessore ridotto. Localmente, si incontrano lenti di sabbia con residui conchigliari in genere piuttosto scarsi. Sulla base di quanto sopra riportato, si presume di essere in presenza di un ciclo di regressione-trasgressione. Non è possibile eseguire in loco la distinzione litologica all'interno della Formazione delle sabbie gialle nonostante si tratti di sedimenti con caratteristiche petrografiche diverse, a seguito dei lavori antropici che hanno trasportato localmente a valle parte dei terreni soprastanti rendendo impossibile la delineazione di confini litologici precisi.

L'allineamento del percorso del Rio Pideura, del Rio Pergola, indica una verosimile serie di dislocazioni antiappenniniche che hanno interessato in tempi recenti (Pleistocene) la Formazione sabbiosa. Il tratto del rio nei pressi di Laghetto di Pergola, è verosimilmente impostato invece su una dislocazione di tipo appenninico.

- Valutazione della pericolosità ambientale (stabilità del territorio in condizioni statiche e sismiche)

Non si evidenziano problematiche ambientali o di stabilità per il terreno in esame.

In particolare, le opere previste da progetto risultano collocate in ambito di terreno pseudo-pianeggiante e il loro posizionamento non interessa alcun pendio.

Relativamente alla stabilità della scarpata antropica posta a monte delle nuove strutture, non oggetto della presente relazione e destinata a campo cross, si rimanda alla relazione geologica redatta dal dott. geol. Giancarlo Andreatta che individua una “buona stabilità” dell’attuale campo (pg. 5 della relazione geologica).

Risulta anche esclusa la possibilità di liquefazione dei terreni, come illustrato nella relazione geologica (pg. 20).

- Risposta sismica locale

I due fabbricati in legno vengono classificati come opera che non prevede affollamenti significativi (Classe d’uso II). Si assume come vita nominale di tali costruzioni $V_N = 50\text{anni}$.

Per costruzioni in Classe d’uso II il valore del coefficiente d’uso C_U viene assunto pari a 1,0.

Le azioni sismiche sulla costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento, valutato moltiplicando la vita nominale per il coefficiente d’uso della costruzione, per cui si ha:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1,0 = 50\text{anni}$$

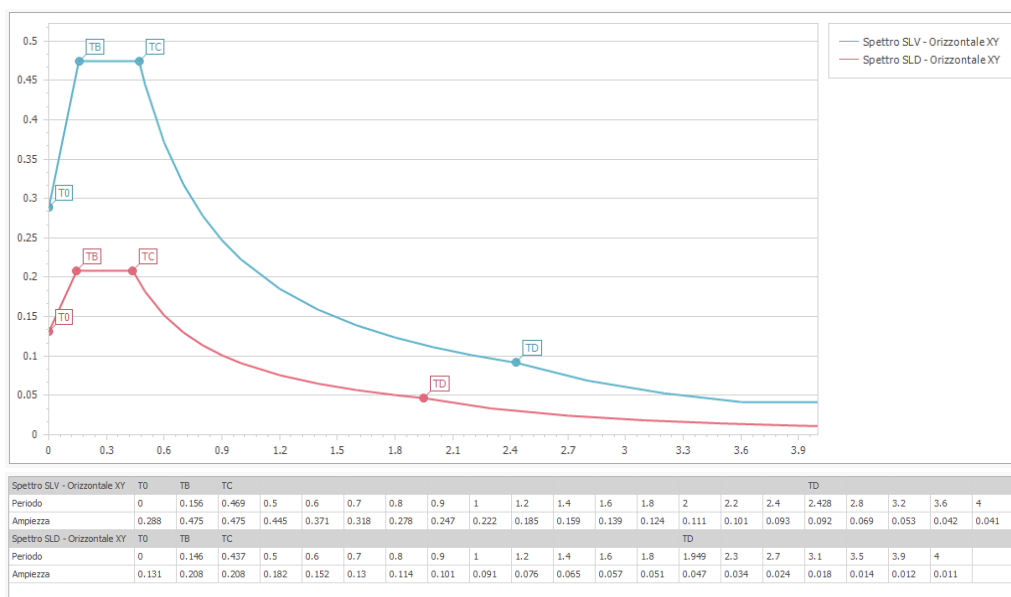
Per quanto concerne la condizione topografica, l’area investigata si sviluppa in ambito pseudo pianeggiante rispecchiando il caso **T1**. La caratterizzazione litostratigrafica e geotecnica dei terreni indagati è stata determinata attraverso la realizzazione di n. 1 sondaggio stratigrafico e n. 7 prove penetrometriche. È stata inoltre realizzata un’analisi con tromografo digitale a stazione singola HVSR che ha restituito un profilo stratigrafico rientrante all’interno della categoria di sottosuolo **C**.

I valori dei parametri sismici relativi a ciascuno stato limite sono riportati nella seguente tabella riassuntiva.

PARAMETRI SISMICI

	TR	ag/g	FO	TC*	CC	Ss	Pga (ag*S) (m/s ²)
SLO	30	0.0683	2.3950	0.26	1.64	1.50	1.005
SLD	50	0.0872	2.3880	0.27	1.62	1.50	1.283
SLV	475	0.2069	2.4700	0.30	1.56	1.39	2.828
SLE	475	0.2069	2.4700	0.30	1.56	1.39	2.828
SLC	975	0.2585	2.5240	0.31	1.55	1.31	3.318

Si riportano i grafici degli spettri di risposta:



Si nota che le ordinate dello spettro SLV sono superiori alle corrispondenti ordinate dello spettro SLD (cfr. tabella sopra), per ogni valore della generica ascissa, in accordo al paragrafo 7.3.1 delle NTC 2018.

L'attraversamento pedonale in legno viene invece classificato come opera che prevede affollamenti significativi (Classe d'uso III). Si assume come vita nominale di tali costruzioni $V_N = 50 \text{anni}$.

Per costruzioni in Classe d'uso II il valore del coefficiente d'uso C_U viene assunto pari a 1,5.

Le azioni sismiche sulla costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento, valutato moltiplicando la vita nominale per il coefficiente d'uso della costruzione, per cui si ha:

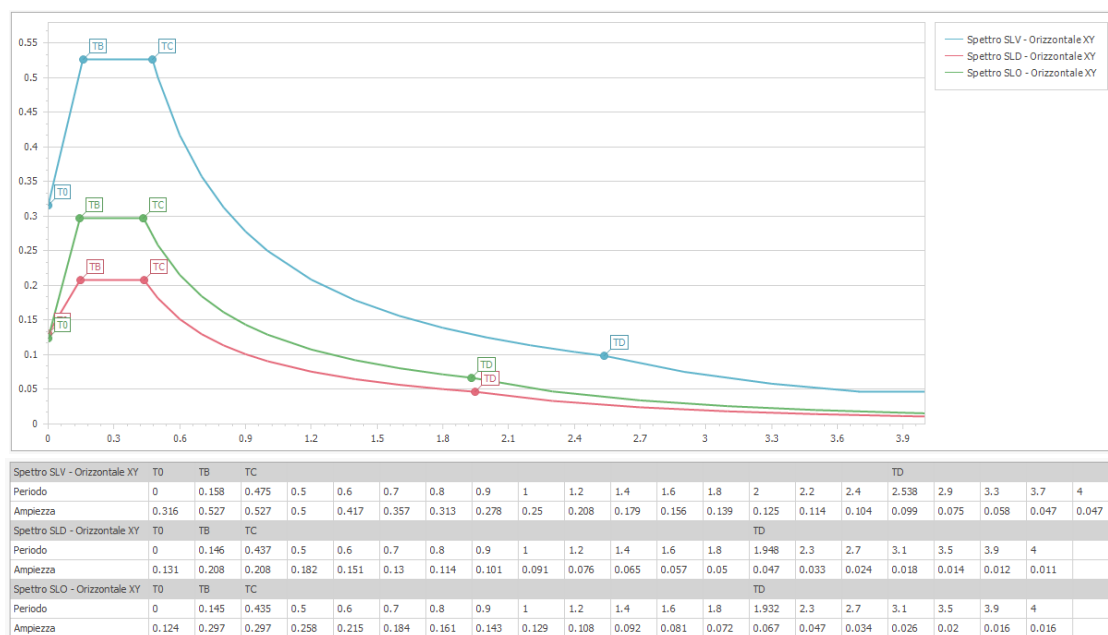
$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1,5 = 75 \text{anni}$$

Per quanto concerne la condizione topografica, l'area investigata si sviluppa in ambito pseudo pianeggiante rispecchiando il caso **T1**. La caratterizzazione litostratigrafica e geotecnica dei terreni indagati è stata determinata attraverso la realizzazione di n. 1 sondaggio stratigrafico e n. 7 prove penetrometriche. È stata inoltre realizzata un'analisi con tromografo digitale a stazione singola HVSR che ha restituito un profilo stratigrafico rientrante all'interno della categoria di sottosuolo **C**.

I valori dei parametri sismici relativi a ciascuno stato limite sono riportati nella seguente tabella riassuntiva.

PARAMETRI SISMICI							
	TR	ag/g	FO	TC*	CC	Ss	Pga (ag*S) (m/s^2)
SLO	45	0.0829	2.3900	0.27	1.62	1.50	1.220
SLD	75	0.0871	2.3880	0.27	1.62	1.50	1.282
SLV	712	0.2068	2.4690	0.30	1.56	1.39	2.827
SLE	712	0.2344	2.4990	0.31	1.55	1.35	3.101
SLC	1462	0.2895	2.5540	0.32	1.53	1.26	3.568

Si riportano i grafici degli spettri di risposta:



Si nota che le ordinate dello spettro SLV sono superiori alle corrispondenti ordinate dello spettro SLD (cfr. tabella sopra), per ogni valore della generica ascissa, in accordo al paragrafo 7.3.1 delle NTC 2018.

- **Problemi geotecnici e scelte tipologiche**

In accordo con la relazione geologica è stato previsto per i due fabbricati, nonché per la passerella pedonale, l'utilizzo di fondazioni di tipo superficiale.

Tale scelta appare giustificata dal fatto che tutte le strutture, vista la loro tecnologia costruttiva, trasferiscono una pressione al suolo estremamente ridotta (nell'ordine dei 0.50 kg/cm²), oltre che dal fatto che, allo stato attuale, sono già presenti nell'ambito dell'area di intervento (ossia a valle della scarpata antropica) fabbricati che non evidenziano fenomeni di cedimenti o altre problematiche riguardanti le strutture di fondazione.

- **Identificazione degli stati limite per le opere in progetto e metodi di analisi**

La progettazione delle opere di fondazione è stata sviluppata con i criteri specifici di un'analisi dinamica elastica considerando un comportamento strutturale non dissipativo nei confronti dell'azione sismica e adottando quindi un valore del fattore di struttura **q=1,5**, utilizzato per ciascuna direzione dell'azione sismica.

Le sollecitazioni derivanti da tale analisi sono state utilizzate nel dimensionamento delle strutture di fondazione.

- Descrizione del programma delle indagini e delle prove geotecniche

La caratterizzazione litostratigrafica e geotecnica dei terreni indagati è stata determinata attraverso la realizzazione di n. 1 sondaggio stratigrafico e n. 7 prove penetrometriche. È stata inoltre realizzata un'analisi con tromografo digitale a stazione singola HVSR che ha restituito un profilo stratigrafico rientrante all'interno della categoria di sottosuolo **C**. Per i risultati dettagliati delle analisi geologiche eseguite si rimanda alla relazione redatta dal dott. geol. Andreatta Giancarlo in data Novembre 2022 e allegata alla presente.

- Modelli geotecnici di sottosuolo con indicazione dei valori caratteristici e di progetto dei parametri geotecnici

Si riporta la stratigrafia relativa al terreno di fondazione delle nuove strutture in legno. In particolare, tale stratigrafia riguarda le prove penetrometriche indicate con i codici 1-2-3-4-5-6 della relazione geologica ("zona con terreni rimaneggiati o di riporto"):

Spessore ml.	LITOLOGIA	Peso Yt daN/mc	Resistenza alla rottura Rpm daN/cm ²	Coesione non drenata caratteristica Cuk daN/cm ²	Angolo attrito caratteristico gradi	Coeff. di Winkler Kv daN/cm ³
3,00-5,00	Terreno rimaneggiato e/o i riporto	1.700- 1.720	8-12	0,20-0,25	17°-19°	2-3
1,00-2,00	Sabbia e limi sabbiosi	1.870- 1.890	50-70	0,10-0,15	30°-32°	5-6
Substrato argilloso	Argille giallo- grigie consistenti	1.900- 1.920	40-50	1,30-1,50	12°-14°	7-8

Si riportano di seguito le pressioni limite di progetto, sia per i due fabbricati in legno (quota di imposta delle fondazioni: 70 cm), sia per la passerella pedonale (quota di imposta delle fondazioni: 104 cm).

Pressione limite fabbricati in legno

Si utilizza la formula di Terzaghi per il calcolo della capacità limite:

$$q_{lim} = N_q \cdot q + N_c \cdot c + N_\gamma \cdot \gamma \cdot \frac{B}{2}$$

dove:

- N_q , N_c , N_γ sono opportuni coefficienti (fattori di capacità portante) che dipendono dalla resistenza del terreno e dal tipo di rottura attivata;
- $q = D \cdot \gamma_A$ è il sovraccarico dovuto al terreno laterale, pari al prodotto della profondità del piano di posa della fondazione per il peso specifico del terreno di riporto;
- c è la coesione del terreno cui è affidata la capacità portante;
- B è la larghezza del cono di diffusione degli sforzi nello spessore della platea;
- γ_A è il peso specifico del terreno cui è affidata la capacità portante

Si riportano i fattori di capacità portante al variare dell'angolo d'attrito del terreno (studi di Vesic):

ϕ'	N_c	N_q	N_γ
0	5,14	1	0
16	11,63	4,34	3,06
17	12,34	4,77	3,53
18	13,10	5,26	4,07
19	13,93	5,80	4,68
20	14,83	6,40	5,39
21	15,81	7,07	6,20
22	16,88	7,82	7,13
23	18,05	8,66	8,20
24	19,32	9,60	9,44
25	20,72	10,66	10,88
26	22,25	11,85	12,54
27	23,94	13,20	14,47
28	25,80	14,72	16,72
29	27,86	16,44	19,34
30	30,14	18,40	22,40
31	32,67	20,63	25,99
32	35,49	23,18	30,21
33	38,64	26,09	35,19

Si considera una larghezza unitaria della fondazione, un angolo di attrito interno caratteristico $\gamma=18^\circ$, una profondità del piano di posa di 70cm ed un peso del terreno pari a 1720 kg/m^3 . La coesione drenata si considera pari al 10% della coesione non drenata dedotta dalla relazione geologica (Sorresen & Okkels, 2013), e si ottiene quindi un valore della q_{lim} pari a:

$$q_{k,lim} = 5.26 \cdot 1720 \cdot 0.70 + 0.1 \cdot 13.10 \cdot 2500 + 4.07 \cdot 1720 \cdot \frac{1}{2} = 13018 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 1.30 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Procedendo con l'approccio 2 (A1+M1+R3) si ottiene il seguente carico limite di progetto:

$$q_{d,lim} = \frac{q_{k,lim}}{2.3} = 0.52 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Pressione limite passerella pedonale

Si considera una larghezza unitaria della fondazione, un angolo di attrito interno caratteristico del terreno sottostante la fondazione $\gamma = 18^\circ$ (peso specifico del terreno a cui è affidata la capacità portante: 1720 kg/m^3), un'altezza del terreno laterale di 40cm ed un peso del terreno di riempimento (ghiaia) pari a 2000 kg/m^3 (si suppone per il terreno di riempimento un angolo di attrito pari a $\gamma = 30^\circ$). Si trascura cautelativamente il contributo della coesione drenata e si ottiene quindi un valore della q_{lim}

pari a:

$$q_{k,lim} = 18.40 \cdot 2000 \cdot 0.40 + 4.07 \cdot 1720 \cdot \frac{1}{2} = 18220 \frac{kg}{m^2} = 1.82 \frac{kg}{cm^2}$$

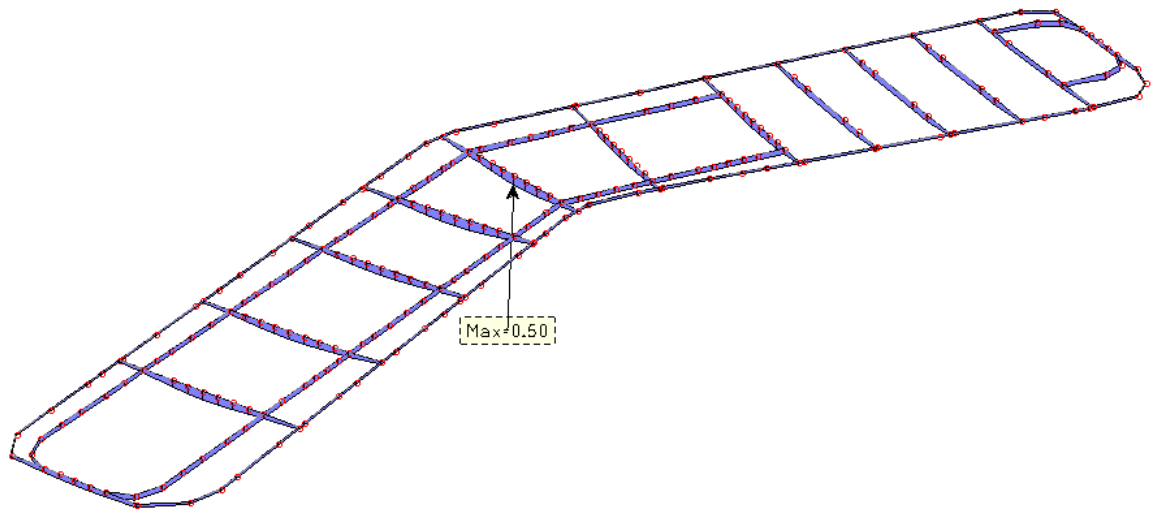
Procedendo con l'approccio 2 (A1+M1+R3) si ottiene il seguente carico limite di progetto:

$$q_{d,lim} = \frac{q_{k,lim}}{2.3} = 0.79 \frac{kg}{cm^2}$$

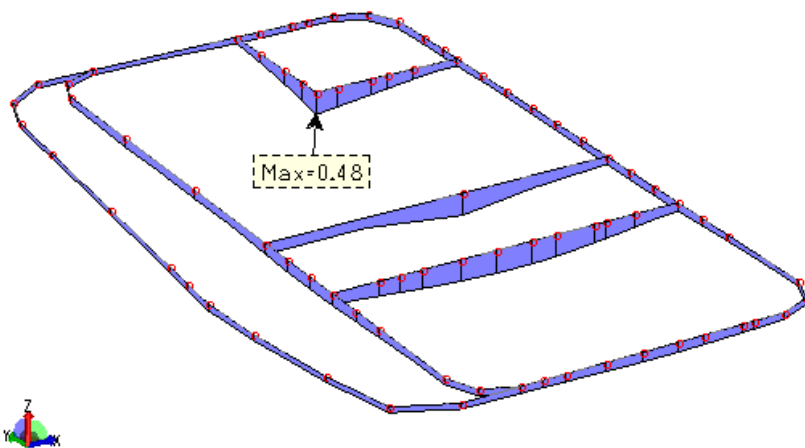
- Risultati delle analisi e confronto con le prestazioni previste per le opere

Verifica delle pressioni al suolo

Si riporta la vista delle pressioni trasmesse al suolo (combinazione SLU) dei due fabbricati in legno, ottenuta trascurando cautelativamente la presenza della platea di fondazione, ma considerando esclusivamente la presenza delle nervature interne:



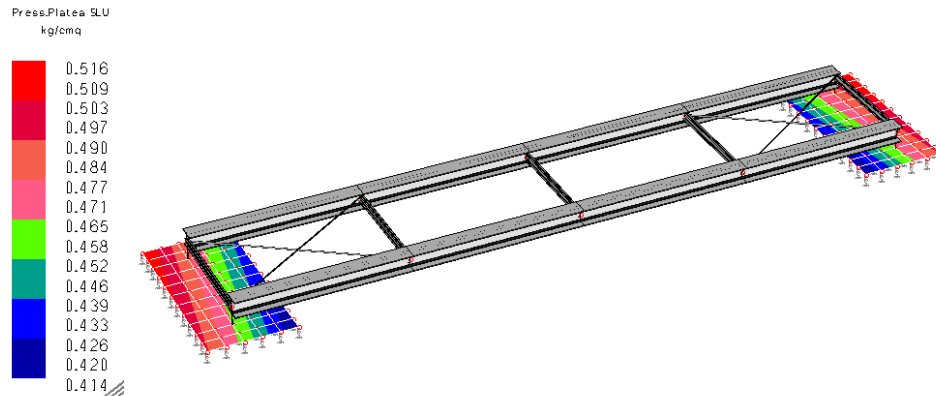
Pressioni al suolo SLU [kg/cm²] – Fabbricato 1



Pressioni al suolo SLU [kg/cm²] – Edificio 2

Entrambe le massime pressioni al suolo (0.50 kg/cm^2 e 0.48 kg/cm^2) risultano inferiori a quella limite calcolata in precedenza (0.52 kg/cm^2).

Si riporta inoltre la pressione al suolo (combinazione SLU) della passerella pedonale:



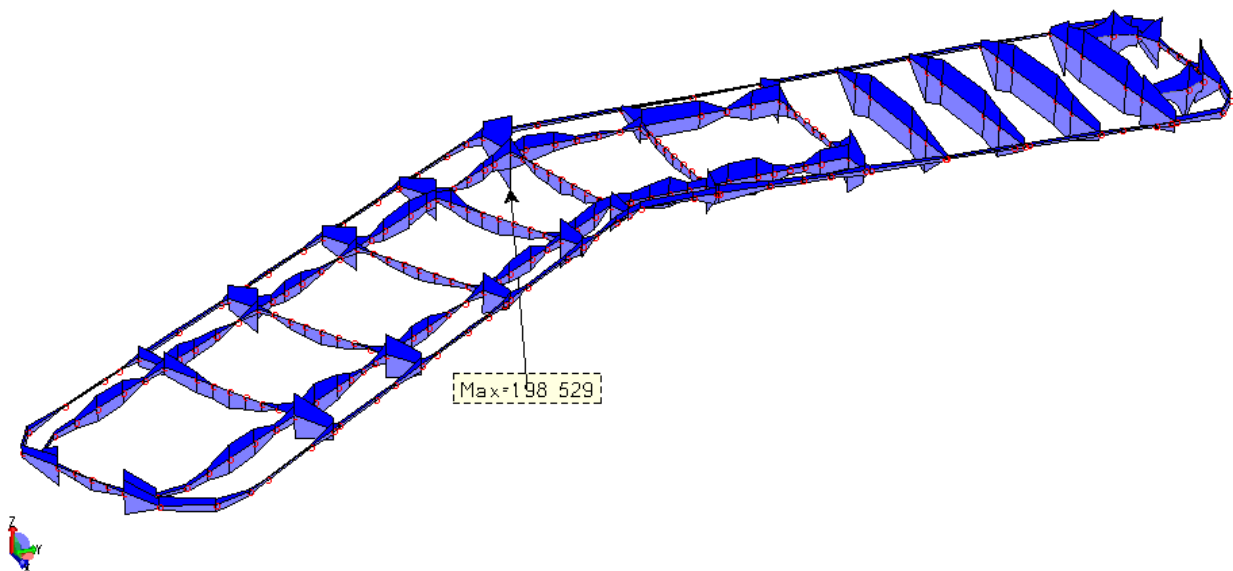
Pressioni al suolo SLU [kg/cm^2] – Passerella pedonale

La massima pressione al suolo (0.52 kg/cm^2) risulta inferiore a quella limite calcolata in precedenza (0.79 kg/cm^2).

Verifica delle strutture di fondazione

- Fabbricato 1

Si riportano le sollecitazioni agenti sulle travi di fondazione del modello, schematizzate su suolo elastico alla Winkler (il valore del coefficiente, pari a 2, è stato dedotto dalla relazione geologica):



Momento flettente M_z [kg cm] – involucri delle combinazioni statiche e dinamiche – travi di fondazione

Il momento flettente massimo agente sulle travi di fondazione è pari a 198529 kgcm ($=19.9 \text{ kNm}$).

Il momento resistente della nervatura in spessore di platea in calcestruzzo C25/30, sez. $60 \times 25 \text{ cm}$,

armata con 4+4 barre diam. 12mm è pari a 35.58 kNm, e la verifica è quindi soddisfatta.

Titolo : _____

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	60	25

N°	As [cm²]	d [cm]
1	4.52	5
2	4.52	20

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 0 kNm
M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord. [cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C	C25/30
ϵ_{su} 67.5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm²	ϵ_{cu} 3.5 ‰
E_s 200,000 N/mm²	f_{cd} 14.17 N/mm²
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0.8
ϵ_{syd} 1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 9.75 N/mm²
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²	τ_{co} 0.6
	τ_{c1} 1.829

M_{xRd} 35.58 kNm

σ_c -14.17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 14.52 ‰
d 20 cm
x 3.886 x/d 0.1943
 δ 0.7

Tipo Sezione
Rettan.re Trapezi
a T Circolare
Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo
S.L.U.+ S.L.U.-
Metodo n

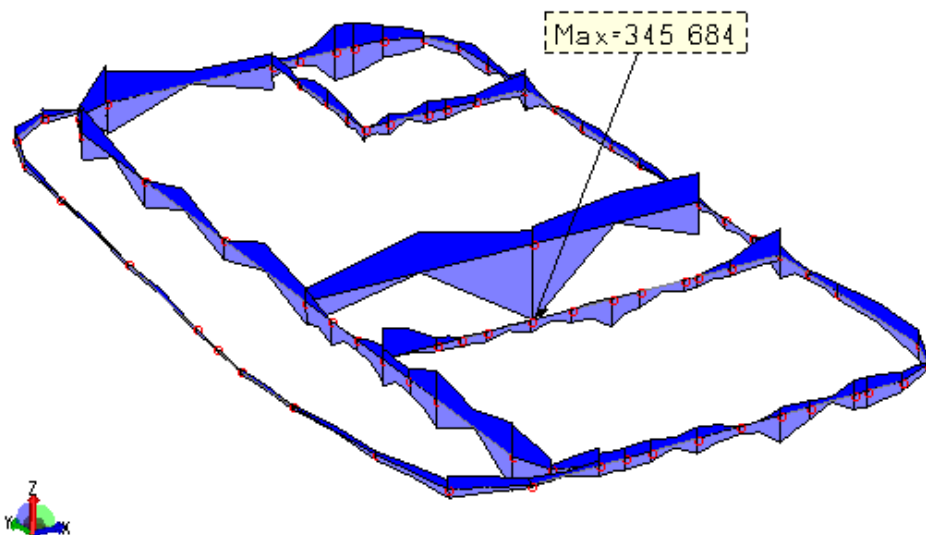
Tipo flessione
Retta Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

- Fabbricato 2

Si riportano le sollecitazioni agenti sulle travi di fondazione del modello, schematizzate su suolo elastico alla Winkler (il valore del coefficiente, pari a 2, è stato dedotto dalla relazione geologica):



Momento flettente M_z [kg cm] – involucri delle combinazioni statiche e dinamiche – travi di fondazione

Il momento flettente massimo agente sulle travi di fondazione è pari a 345684 kgcm (=34.6 kNm).

Il momento resistente della nervatura in spessore di platea in calcestruzzo C25/30, sez. 60x25 cm, armata con 4+4 barre diam. 12mm è pari a 35.58 kNm, e la verifica è quindi soddisfatta.

Titolo : _____

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	60	25

N°	As [cm²]	d [cm]
1	4.52	5
2	4.52	20

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{Ed} 0 kNm
M_{yEd} 0

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 35.58 kN m

Materiali

B450C		C25/30	
ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	200,000 N/mm²	f_{cd}	14.17
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	9.75
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0.6
		τ_{cl}	1.829

σ_c -14.17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 14.52 ‰
d 20 cm
x 3.886 x/d 0.1943
 δ 0.7

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Metodo di calcolo
☒ S.L.U. + ☐ S.L.U. -
☐ Metodo n

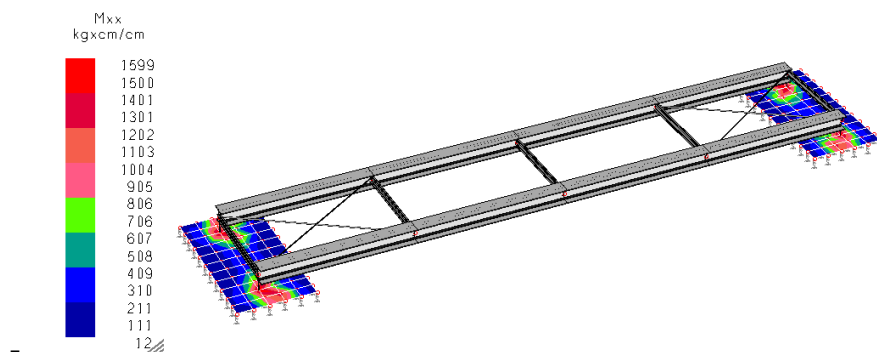
Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello

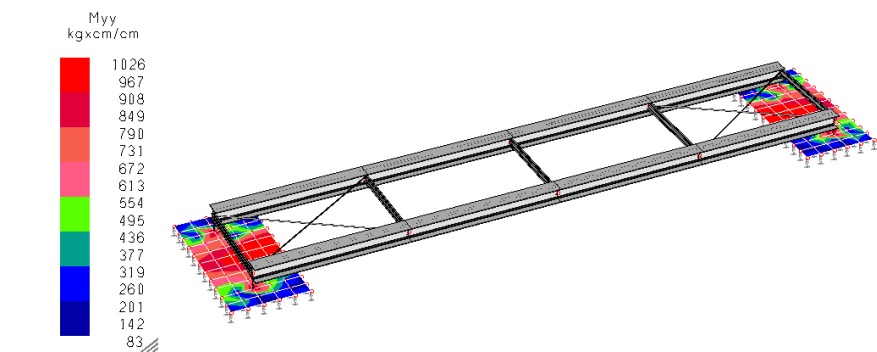
☐ Precompresso

- Passerella pedonale

Si riportano le sollecitazioni agenti sulla platea di fondazione del modello, schematizzate su suolo elastico alla Winkler:



- Momento unitario M_{xx} [kg cm/cm] – involucri delle combinazioni statiche e dinamiche – plinti di fondazione



- Momento unitario M_{yy} [kg cm/cm] – involucri delle combinazioni statiche e dinamiche – plinti di fondazione

Il momento flettente massimo agente sulle travi di fondazione, considerando una larghezza di 150 cm, è pari a $1600 \times 150 = 240000$ kgcm (=24.0 kNm).

Il momento resistente della sezione 150x40 cm, armata con 7+7 barre diam. 12mm è pari a 113.8

kNm, e la verifica è quindi soddisfatta.

Titolo : _____

N° strati barre **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	150	40

N°	As [cm²]	d [cm]
1	7.92	5
2	7.92	35

Sollecitazioni
S.L.U. ☒ Metodo n

N **kN**
M **kNm**
N_{Ed} **kN**
M_{Ed} **kNm**

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C **C25/30**
ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
E_s N/mm² f_{cd} MPa
E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} MPa
ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} MPa
σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} MPa
τ_{c1} MPa

M_{Rd} kNm
σ_c N/mm²
σ_s N/mm²
ε_c ‰
ε_s ‰
d cm
x x/d
δ

Metodo di calcolo
☒ S.L.U. ☐ Metodo n
Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviato
N° rett.
Calcola MRd **Dominio M-N**
L₀ cm **Col. modello**
☐ Precompresso

Verifica dei cedimenti attesi

- Edificio 1

Calcolo cedimenti: Metodo Schmertmann

Per il calcolo dei cedimenti, si considerano i seguenti parametri:

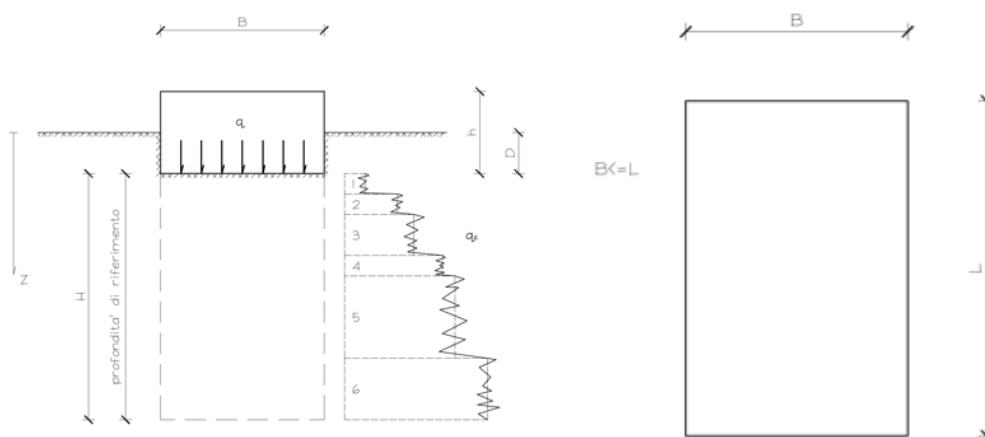
B_{platea} = 10.50m (lato minore della platea)

L_{platea} = 70.00 m (lato maggiore della platea)

D = 0.70 m (quota di imposta della platea)

q = 1700 daN/m² (pressione al suolo SLE)

γ_{sup} = 1750 daN/m³ (peso del volume di terreno)



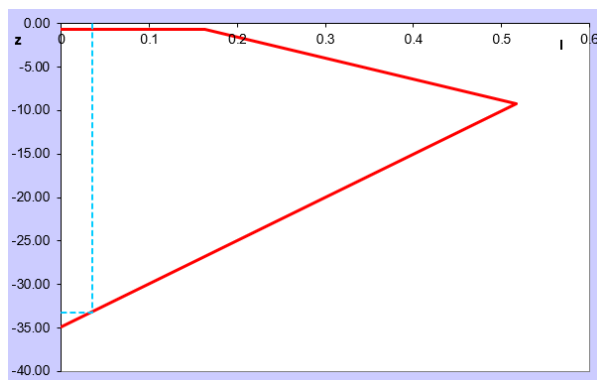
B (m)	10.50
L (m) (>=B)	70.00
D (m)	0.70
L/B	6.67
z (Imax) (m)	9.26
z (rif) (m)	34.92
I (z = D)	0.16

q (daN/m²)	1,700	q (daN/cm²)	0.1700
γ _{sup} (daN/m³)	1,750	γ _{sup} (daN/cm³)	0.001750
z (m)	0.70	σ'v0 (daN/cm²)	0.12

z (m)	9.26	σ'v1 (daN/cm²)	1.62
-------	------	----------------	------

z (m)	9.26	I max	0.52
-------	------	-------	------

Lo strato comprimibile al di sotto del piano di posa delle fondazioni è pari a $34.92 - 0.70 = 34.22$ m. Si suddivide tale strato in dieci strati omogenei di spessore pari a 3.42. Il valore di q_c (resistenza alla rottura) viene dedotto dalle prove penetrometriche e assunto pari a 10 daN/cm^2 . Il valore di I_z (coefficiente di influenza e di deformazione) viene calcolato sulla base della tabella seguente:



SUDDIVISIONE DELLO SPESSORE DI RIFERIMENTO IN STRATI OMOGENEI (in q _c)									
n1	n2	n3	n4	n5	n6	n7	n8	n9	n10
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
ΔH (m)	ΔH (m)	ΔH (m)	ΔH (m)	ΔH (m)	ΔH (m)	ΔH (m)	ΔH (m)	ΔH (m)	ΔH (m)
3.42	3.42	3.42	3.42	3.42	3.42	3.42	3.42	3.42	3.42
QUOTA SUP (m)	QUOTA SUP (m)	QUOTA SUP (m)	QUOTA SUP (m)	QUOTA SUP (m)	QUOTA SUP (m)	QUOTA SUP (m)	QUOTA SUP (m)	QUOTA SUP (m)	QUOTA SUP (m)
0.70	4.12	7.54	10.97	14.39	17.81	21.23	24.65	28.08	31.50
QUOTA INF (m)	QUOTA INF (m)	QUOTA INF (m)	QUOTA INF (m)	QUOTA INF (m)	QUOTA INF (m)	QUOTA INF (m)	QUOTA INF (m)	QUOTA INF (m)	QUOTA INF (m)
4.12	7.54	10.97	14.39	17.81	21.23	24.65	28.08	31.50	34.92
z (m)	z (m)	z (m)	z (m)	z (m)	z (m)	z (m)	z (m)	z (m)	z (m)
2.41	5.83	9.26	12.68	16.10	19.52	22.94	26.37	29.79	33.21
I _z	I _z	I _z	I _z	I _z	I _z	I _z	I _z	I _z	I _z
0.23	0.38	0.52	0.45	0.38	0.31	0.24	0.17	0.10	0.03
q _c (z)	q _c (z)	q _c (z)	q _c (z)	q _c (z)	q _c (z)	q _c (z)	q _c (z)	q _c (z)	q _c (z)
(daN/cm ²)	(daN/cm ²)	(daN/cm ²)	(daN/cm ²)	(daN/cm ²)	(daN/cm ²)	(daN/cm ²)	(daN/cm ²)	(daN/cm ²)	(daN/cm ²)
10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
E (z)	E (z)	E (z)	E (z)	E (z)	E (z)	E (z)	E (z)	E (z)	E (z)
(daN/cm ²)	(daN/cm ²)	(daN/cm ²)	(daN/cm ²)	(daN/cm ²)	(daN/cm ²)	(daN/cm ²)	(daN/cm ²)	(daN/cm ²)	(daN/cm ²)
31.30	31.30	31.30	31.30	31.30	31.30	31.30	31.30	31.30	31.30
C ₁ (cal)	-0.29	COEFFICIENTE DI PROFONDITA' DEL PIANO DI POSA DELLE FONDAZIONI							
C ₁	0.50								

Si riporta la stima del cedimento massimo atteso per terreni normo-consolidati:

SABBIE NC	
s (mm)	7.30
t (anni) (≥ 0,1)	1.0
s _t (mm)	8.76

Il massimo cedimento della struttura (8.8 mm) non si ritiene in grado di intaccare la funzionalità della stessa.

- Edificio 2

Calcolo cedimenti: Metodo Schmertmann

Per il calcolo dei cedimenti, si considerano i seguenti parametri:

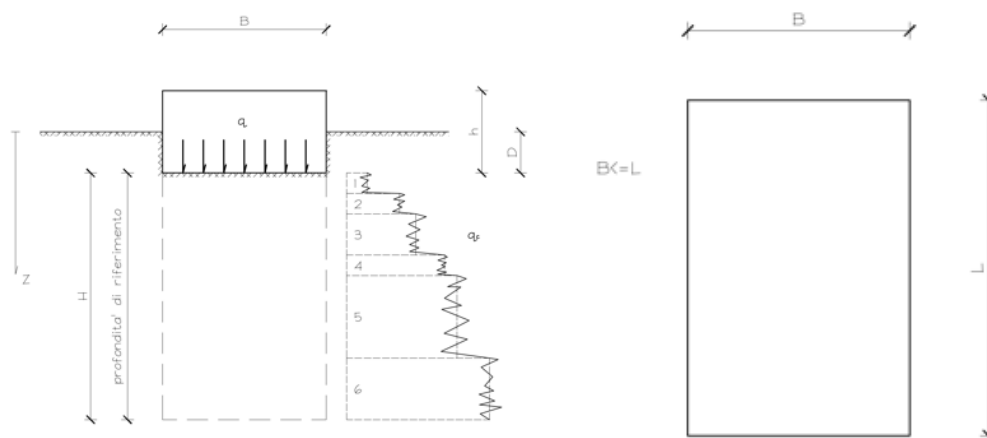
$B_{platea} = 12.00$ m (lato minore della platea)

$L_{platea} = 22.30$ m (lato maggiore della platea)

$D = 0.70$ m (quota di imposta della platea)

$q = 1900$ daN/m² (pressione al suolo SLE)

$\gamma_{sup} = 1750$ daN/m³ (peso del volume di terreno)

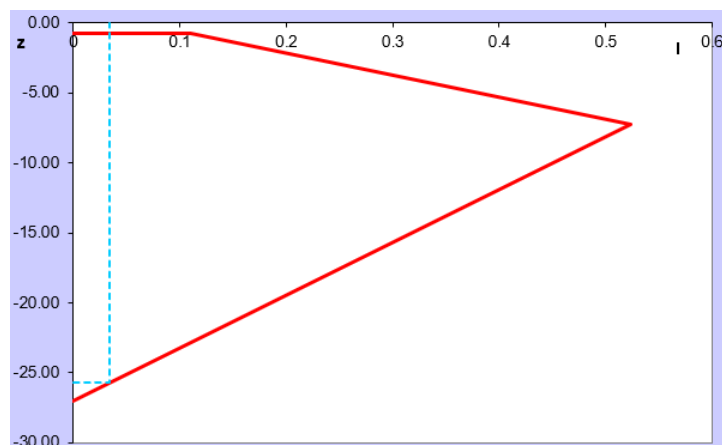


B (m)	12.00
L (m) (>=B)	22.30
D (m)	0.70
L/B	1.86
z (Imax) (m)	7.27
z (rif) (m)	26.99
I (z = D)	0.11

q (daN/m ²)	1,900	q (daN/cm ²)	0.1900
γ_{sup} (daN/m ³)	1,750	γ_{sup} (daN/cm ³)	0.001750
z (m)	0.70	σ'_{v0} (daN/cm ²)	0.12
z (m)	7.27	σ'_{v1} (daN/cm ²)	1.27
z (m)	7.27	I max	0.52

Lo strato comprimibile al di sotto del piano di posa delle fondazioni è pari a $26.99 - 0.70 = 26.30$ m.

Si suddivide tale strato in dieci strati omogenei di spessore pari a 2.63. Il valore di q_c (resistenza alla rottura) viene dedotto dalle prove penetrometriche e assunto pari a 10 daN/cm². Il valore di I_z (coefficiente di influenza e di deformazione) viene calcolato sulla base della tabella seguente:



SUDDIVISIONE DELLO SPESSORE DI RIFERIMENTO IN STRATI OMOGENEI (in q _z)									
n1	n2	n3	n4	n5	n6	n7	n8	n9	n10
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
ΔH (m)	ΔH (m)	ΔH (m)	ΔH (m)	ΔH (m)	ΔH (m)	ΔH (m)	ΔH (m)	ΔH (m)	ΔH (m)
2.63	2.63	2.63	2.63	2.63	2.63	2.63	2.63	2.63	2.63
QUOTA SUP (m)	QUOTA SUP (m)	QUOTA SUP (m)	QUOTA SUP (m)	QUOTA SUP (m)	QUOTA SUP (m)	QUOTA SUP (m)	QUOTA SUP (m)	QUOTA SUP (m)	QUOTA SUP (m)
0.70	3.33	5.96	8.59	11.22	13.85	16.48	19.11	21.74	24.37
QUOTA INF (m)	QUOTA INF (m)	QUOTA INF (m)	QUOTA INF (m)	QUOTA INF (m)	QUOTA INF (m)	QUOTA INF (m)	QUOTA INF (m)	QUOTA INF (m)	QUOTA INF (m)
3.33	5.96	8.59	11.22	13.85	16.48	19.11	21.74	24.37	27.00
z (m)	z (m)	z (m)	z (m)	z (m)	z (m)	z (m)	z (m)	z (m)	z (m)
2.02	4.65	7.28	9.91	12.54	15.17	17.80	20.43	23.06	25.69
Iz	Iz	Iz	Iz	Iz	Iz	Iz	Iz	Iz	Iz
0.19	0.36	0.52	0.45	0.38	0.31	0.24	0.17	0.10	0.03
qc (z)	qc (z)	qc (z)	qc (z)	qc (z)	qc (z)	qc (z)	qc (z)	qc (z)	qc (z)
(daN/cm ²)	(daN/cm ²)	(daN/cm ²)	(daN/cm ²)	(daN/cm ²)	(daN/cm ²)	(daN/cm ²)	(daN/cm ²)	(daN/cm ²)	(daN/cm ²)
10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
E (z)	E (z)	E (z)	E (z)	E (z)	E (z)	E (z)	E (z)	E (z)	E (z)
(daN/cm ²)	(daN/cm ²)	(daN/cm ²)	(daN/cm ²)	(daN/cm ²)	(daN/cm ²)	(daN/cm ²)	(daN/cm ²)	(daN/cm ²)	(daN/cm ²)
25.95	25.95	25.95	25.95	25.95	25.95	25.95	25.95	25.95	25.95
C ₁ (cal)	0.09	COEFFICIENTE DI PROFONDITA' DEL PIANO DI POSA DELLE FONDAZIONI							
C ₁	0.50								

Si riporta la stima del cedimento massimo atteso per terreni normo-consolidati:

SABBIE NC	
s (mm)	9.41
t (anni) (≥ 0,1)	1.0
s _t (mm)	11.29

Il massimo cedimento della struttura (11.3 mm) non si ritiene in grado di intaccare la funzionalità della stessa.

- *Passerella pedonale*

Calcolo cedimenti: Metodo Schmertmann

Per il calcolo dei cedimenti, si considerano i seguenti parametri:

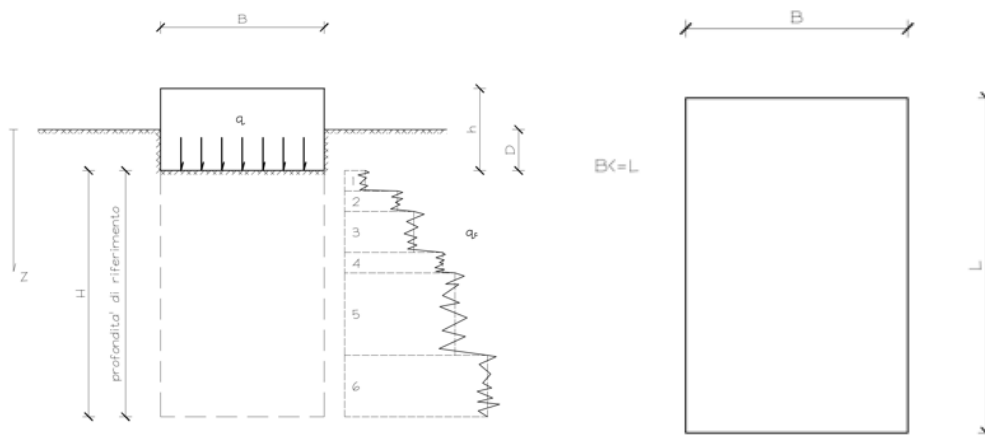
$B_{\text{platea}} = 1.50 \text{ m}$ (lato minore della platea)

$L_{\text{platea}} = 3.00 \text{ m}$ (lato maggiore della platea)

$D = 1.04 \text{ m}$ (quota di imposta della platea)

$q = 3800 \text{ daN/m}^2$ (pressione al suolo SLE)

$\gamma_{\text{sup}} = 1750 \text{ daN/m}^3$ (peso del volume di terreno)



B (m)	1.50
L (m) ($\geq B$)	3.00
D (m)	1.04
L/B	2.00
z (Imax) (m)	1.87
z (rif) (m)	4.37
I (z = D)	0.11

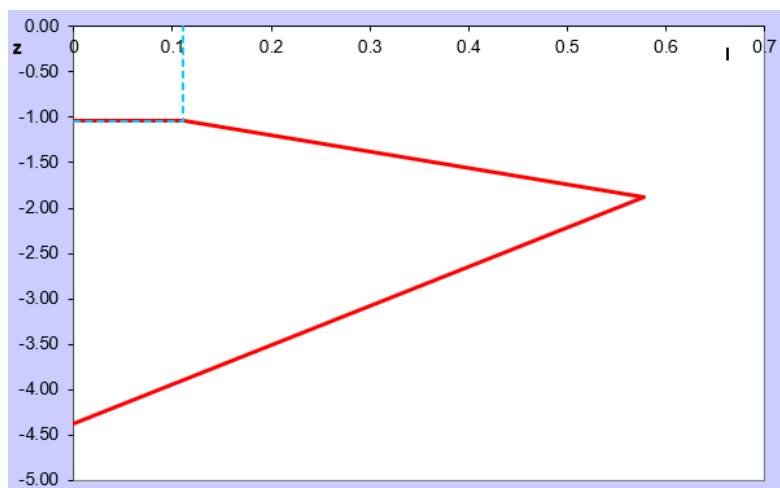
q (daN/m ²)	3,800	q (daN/cm ²)	0.3800
γ_{sup} (daN/m ³)	1,750	γ_{sup} (daN/cm ³)	0.001750
z (m)	1.04	σ'_{v0} (daN/cm ²)	0.18

z (m)	1.87	σ'_{v1} (daN/cm ²)	0.33
-------	------	---------------------------------------	------

z (m)	1.87	I max	0.58
-------	------	-------	------

Lo strato comprimibile al di sotto del piano di posa delle fondazioni è pari a $4.37 - 1.04 = 3.33 \text{ m}$.

Si suddivide tale strato in tre strati omogenei di spessore pari a 1.11. Il valore di q_c (resistenza alla rottura) viene dedotto dalle prove penetrometriche e assunto pari a 10 daN/cm^2 . Il valore di I_z (coefficiente di influenza e di deformazione) viene calcolato sulla base della tabella seguente:



SUDDIVISIONE DELLO SPESSORE DI RIFERIMENTO IN STRATI OMOGENEI (in g.)											
n1	n2	n3	n4	n5	n6	n7	n8	n9	n10		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		
ΔH (m)	ΔH (m)	ΔH (m)	ΔH (m)	ΔH (m)	ΔH (m)	ΔH (m)	ΔH (m)	ΔH (m)	ΔH (m)		
1.11	1.11	1.11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
										H tot (m)	
										3.33	OK
QUOTA SUP (m)	QUOTA SUP (m)	QUOTA SUP (m)	QUOTA SUP (m)	QUOTA SUP (m)	QUOTA SUP (m)	QUOTA SUP (m)	QUOTA SUP (m)	QUOTA SUP (m)	QUOTA SUP (m)		
1.04	2.15	3.26	4.37	4.37	4.37	4.37	4.37	4.37	4.37		
QUOTA INF (m)	QUOTA INF (m)	QUOTA INF (m)	QUOTA INF (m)	QUOTA INF (m)	QUOTA INF (m)	QUOTA INF (m)	QUOTA INF (m)	QUOTA INF (m)	QUOTA INF (m)		
2.15	3.26	4.37	4.37	4.37	4.37	4.37	4.37	4.37	4.37		
z (m)	z (m)	z (m)	z (m)	z (m)	z (m)	z (m)	z (m)	z (m)	z (m)		
1.60	2.71	3.82	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
Iz	Iz	Iz	Iz	Iz	Iz	Iz	Iz	Iz	Iz		
0.11	0.51	0.26	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
qc (z)	qc (z)	qc (z)	qc (z)	qc (z)	qc (z)	qc (z)	qc (z)	qc (z)	qc (z)		
(daN/cm²)	(daN/cm²)	(daN/cm²)	(daN/cm²)	(daN/cm²)	(daN/cm²)	(daN/cm²)	(daN/cm²)	(daN/cm²)	(daN/cm²)		
10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00		
E (z)	E (z)	E (z)	E (z)	E (z)	E (z)	E (z)	E (z)	E (z)	E (z)		
(daN/cm²)	(daN/cm²)	(daN/cm²)	(daN/cm²)	(daN/cm²)	(daN/cm²)	(daN/cm²)	(daN/cm²)	(daN/cm²)	(daN/cm²)		
26.11	26.11	26.11	26.11	26.11	26.11	26.11	26.11	26.11	26.11		
C ₁ (cal)	0.54	COEFFICIENTE DI PROFONDITA' DEL PIANO DI POSA DELLE FONDAZIONI									
C ₁	0.54										

Si riporta la stima del cedimento massimo atteso per terreni normo-consolidati:

SABBIE NC	
s (mm)	4.01
t (anni) (≥ 0,1)	50.0
s _t (mm)	6.17

Il massimo cedimento della struttura atteso in un tempo di 50 anni (6.2 mm) non si ritiene in grado di intaccare la funzionalità della stessa.

- Prescrizioni sulle modalità costruttive**

Si raccomanda di compattare bene il terreno, con l'ausilio di magli vibranti opportuni (o anche, dove possibile, del rullo vibrante) per evitare possibili cedimenti istantanei del prisma di terreno caricato.

In fase di cantiere, una volta eseguiti gli scavi, sarà necessario accertarsi dell'effettiva bontà del terreno di fondazione e prevedere eventualmente la bonifica dello stesso fino alla profondità di 1-1.2

m, con predisposizione di geotessile sul fondo scavo e di sabbello tipo "marzana" e/o misto stabilizzato compattato con rullo vibrante.

Sarà comunque compito della Direzione dei Lavori provvedere alle eventuali bonifiche o opere aggiuntive necessarie qualora se ne rendesse necessario, per esempio riempimenti con cls magro a piano di posa delle stesse fondazioni.

Faenza, Luglio 2023

Ing. Marco Peroni

(documento firmato digitalmente)