



COMUNE DI TRIESTE



REALIZZAZIONE DI UNA NUOVA PALAZZINA A SERVIZIO DEL CAMPO DI CALCIO A 7 DELLA SOCIETA A.S.D. SAN LUIGI CALCIO PRESSO IL COMPENSORIO DI VIA FELLUGA N°58 A TRIESTE

PROPRIETARIO: COMUNE DI TRIESTE
piazza Unità d'Italia, 4 - 34121 Trieste
Tel. 040 6751 - Fax 040 9381666
Cod.fisc. 00210240321 - p.iva 00210240321
comune.trieste@certgov.fvg.it

CONCESSIONARIO: A.S.D. SAN LUIGI CALCIO
via Felluga, 58 - 34142 Trieste
Tel. 040 946694 - Fax 040 9381666
Cod.fisc. 8002808325 - p.iva 00557970324
sanluigicalcio@virgilio.it

PROGETTO ESECUTIVO

PROGETTAZIONE ARCHITETTONICA
E COORDINAMENTO GRUPPO DI LAVORO:

arch. GIANLUCA PARON
Via San Michele, 31 - 34124 Trieste
studio.architettoparon@gmail.com

Gianluca Paron
Architetto

COLLABORATORE:

arch. MASSIMILIANO FITTIPALDI

PROGETTAZIONE IMPIANTI MECCANICI
E PREVENZIONE INCENDI:

CTIngegneria - Ass. prof. Campo Torbianelli
Via Pierluigi da Palestrina, 8 - 34133 Trieste - ctingegneria@gmail.com

CT INGENGERIA
ASSOCIAZIONE PROFESSIONALE
CAMPO TORBIANELLI

PROGETTISTI:

per. ind. TIZIANO CAMPO
ing. DIEGO TORBIANELLI

PROGETTAZIONE IMPIANTI ELETTRICI E SPECIALI:

per.ind. RAIMONDO LAMPIS
Via Alessandro Volta, 4 - 34133 Trieste
r.lampis@tin.it

IL R.U.P.:
ing. ENRICO CORTESE

PROGETTAZIONE STRUTTURALE:

ing. DANIELE MELCHIORI
Via Belpoggio, 2 - 34123 Trieste
daniele.melchiori86@gmail.com

COORDINAMENTO DELLA SICUREZZA
IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Synergica S.r.l.
Via Ruggero Manna, 18 - 34134 Trieste
info@synergica.net

TITOLO ELABORATO:

**PROGETTO DELLE STRUTTURE
RELAZIONE GEOTECNICA**

TAVOLA:

C-GeoT

Rev.	Emissione
4	
3	
2	
1	
0	Prima emissione

TIMBRO E FIRMA

ORDINE DEGLI INGEGNERI DI TRIESTE
Sezione Civile e Ambientale
Dott. ing. DANIELE MELCHIORI
Insc. 00210240321
Sez. 1/2

SCALA ---

DATA Marzo 2020

1 Note sulla relazione geologica

La relazione geologica è stata realizzata dai *geol. Fabio Bosso e geol. Sandro Rota*.

Sulla base della relazione geologica è fatta la relazione geotecnica.

2 Coefficienti da normativa

Si riportano ora i coefficienti sulle azioni e sulle resistenze forniti dalla normativa NTC2018.

Per le azioni di calcolo e le resistenze saranno usati i seguenti coefficienti parziali:

Tabella 4.1 - Coefficienti parziali per le azioni (tab 2.6.I NTC18)

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
permanenti	<i>Favorevole</i>	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	<i>Sfavorevole</i>		1,1	1,3	1,0
permanenti non strutturali (1)	<i>Favorevole</i>	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	<i>Sfavorevole</i>		1,5	1,5	1,3
variabili	<i>Favorevole</i>	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	<i>Sfavorevole</i>		1,5	1,5	1,3

Tabella 4.2 - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (tab 6.2.II NTC18)

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

Per le verifiche della capacità portante e dello scorrimento si è fatto riferimento ai seguenti coefficienti parziali γ_R :

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

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

3 Riferimenti bibliografici

Oltre alla normativa tecnica si è fatto riferimento alle seguenti pubblicazioni:

- Bowles E. J. - “Fondazioni. Progetto e analisi” - McGraw-Hill - 1991
- Schneider, H. R. – “Determination of characteristic soil properties” - Proceedings of the fourth international conference on soil mechanics and foundation engineering - 1997

4 Relazione geotecnica

Il progetto si basa sulle informazioni fornite dalla relazione geologica eseguita dai geologi Fabio Bosso e Sandro Rota.

Si assume che il terreno sia caratterizzato dalla presenza di due complessi:

- 1) Superficiale detritico.
- 2) Formazione flyschoidale arenaceo-marnosa

4.1 Caratteristiche dei terreni del sito

Si riportano ora, in un estratto dalla relazione geologica, le caratteristiche dei terreni del sito:

PROPRIETA'	VALORI BIBLIOGRAFICI	VALORI DI PROVA
Peso di volume γ_A (kN/m ³)	19 - 21	/
Angolo di attrito ϕ_A (°)	20 - 25	23 - 29
Coesione eff. c'_A (kPa)	/ - 20	/
Coesione c_{uA} (kPa)	10 - 50	30 - 80
Coeff. di compr. mv_A^x (kPa ⁻¹)	$1 \cdot 10^{-4}$ – $1 \cdot 10^{-5}$	$4 \cdot 10^{-4}$ - $4 \cdot 10^{-5}$
Mod. di rigidità k_{wA}^y (MN/m ³)	20 - 50	/
Terreno detritico superficiale (“complesso A”)		
Note: il pedice A indica che il valore è riferito al complesso A		

PROPRIETA'	VALORI BIBLIOGRAFICI	VALORI DI PROVA
Peso di volume γ_B (kN/m ³)	24 - 26	/
Angolo di attrito ϕ_B (°)	30 - 40	≥ 40
Coesione eff. c'_B (kPa)	10 - 200	/
Coeff. di compr. mv_B (kPa-1)	$1 \cdot 10^{-6} - 1 \cdot 10^{-7}$	/
Mod. di rigidità k_{WB} (MN/m ³)	> 300	/
Formazione flyschoidale arenacea - marnosa ("complesso B")		
Note: il pedice B indica che il valore è riferito al complesso B		

Emerge che i valori di prova sono superiori ai valori bibliografici. Ovviamente i valori di prova, dato il numero limitato di prove, possono fornire solo un'indicazione e non potranno essere utilizzati direttamente come parametri.

Per definire i valori caratteristici si è adottato uno dei metodi consigliati da Schneider (Schneider, H. R. - Determination of characteristic soil properties - Proceedings of the fourth international conference on soil mechanics and foundation engineering - 1997), precisamente quello usato in Svizzera (Schneider, 1990).

$$x_k = x_m \cdot \left(1 - \frac{V_x}{2}\right)$$

[...] This equation has been proposed in Switzerland [...] (Schneider, 1990). Its use in practical applications has proven its simplicity and more important, close correlation with values estimated by experienced geotechnical engineers.

Dove:

x_k	Valore caratteristico
x_m	Valore medio
V_x	Coefficiente di variazione

[...] It has been found on a worldwide data basis that V_x is approximately constant for a certain soil property [...]

Soil Property	Range of typical values of V_x	Recommended average values V_x
Densities	0.01 - 0.10	0
Angle of internal Friction	0.05 - 0.15	0.1
Cohesion	0.3 - 0.5	0.4
Compressibility modulus	0.2 - 0.7	0.4

Range dei valori tipici secondo Schneider, 1997 [Schneider, H. R. - Determination of characteristic soil properties - Proceedings of the fourth international conference on soil mechanics and foundation engineering - 1997]

In accordo a quanto esposto dalla circolare alle NTC18, al paragrafo C6.2.2.4 (Valori caratteristici dei parametri geotecnici) nella scelta dei valori caratteristici, trovandosi di fronte una struttura dotata di rigidezza sufficiente a compensare le eterogeneità, appare giustificato il riferimento a valori prossimi ai valori medi, essendo coinvolto nello stato limite considerato un elevato volume di terreno.

Si calcolano ora i valori, ponendo che le fondazioni si fondino sullo strato di terreno non superficiale.

Calcolo del valore caratteristico dal valore medio

Equazione Svizzera di Schneider (1990)

Schneider, H. R. 1997. Definition and determination of characteristic soil properties. Proceedings of the 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Hamburg, Balkema. pp. 2271-2274.

$$x_k = x_m \cdot \left(1 - \frac{V_x}{2}\right)$$

Dove:

x_k = valore caratteristico del parametro

x_m = valore medio del parametro

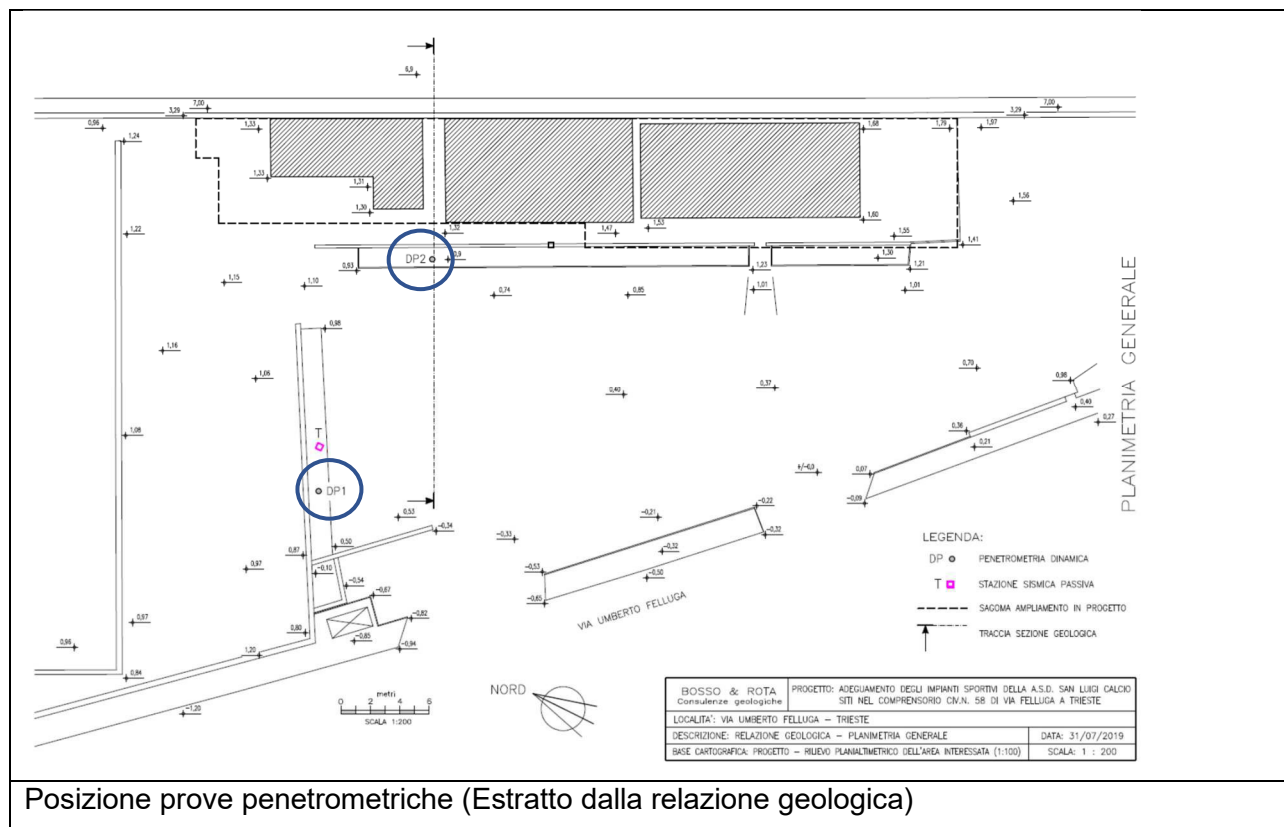
V_x = coefficiente di variazione del parametro (CoV)

Range					
	x_{min}	x_{max}	x_{medio}	$V_{x,raccomandato}$	x_k
γ	24	26	25 kN/m ³	0	25,0 kN/m ³
ϕ	30	40	35 °	0,1	33,3 °
c	0,01	0,20	0,105 kg/cm ²	0,4	0,1 kg/cm ²
Valori caratteristici del terreno					
derivati dai valori medi secondo Schneider 1990					
γ	25,0	kN/m ³	Densità		
ϕ_k	33,3	°	Angolo di attrito interno		
c_k	0,1	kg/cm ²	Coesione		

4.1.1 Profondità dei terreni

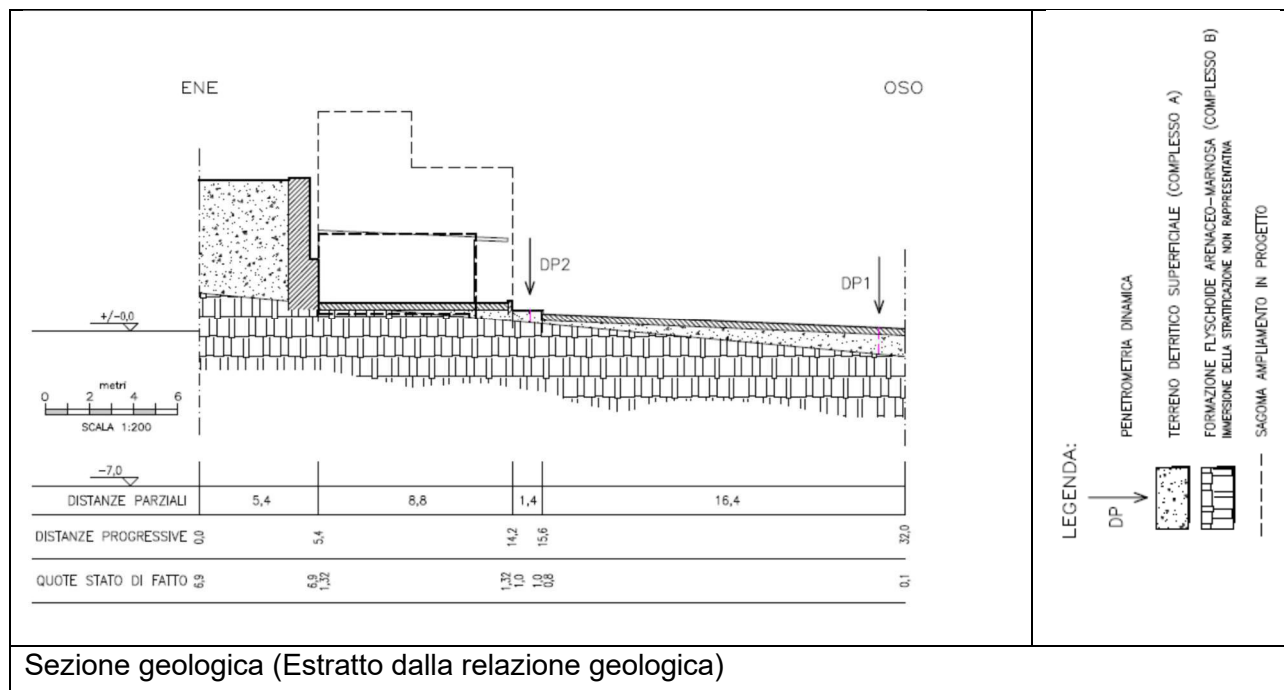
Dall'analisi penetrometrica effettuata del geologo emerge che il complesso di migliori proprietà si trova laddove la punta non penetra più significativamente:

- DP1: -110 cm
- DP2 (in prossimità del fabbricato): -60 cm.



Posizione prove penetrometriche (Estratto dalla relazione geologica)

Si riporta ora la sezione geologica estratta dalla relazione geologica:



Sezione geologica (Estratto dalla relazione geologica)

4.2 Categoria di sottosuolo (dalla relazione geologica)

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

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

Il terreno di fondazione dell'opera prevista, per le sue caratteristiche litologiche appartiene (secondo il D.M. 17/01/2018 - Tabella 3.2.II – Categorie di sottosuolo) ad una categoria di sottosuolo di classe:

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.. (Tab. 3.2.II)

Tab. 3.2.IV – Espressioni di S_s e di C_c

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_c^*)^{-0,20}$

amplificazione stratigrafica (NTC18 - tabella 3.2.IV).

4.3 Condizioni topografiche (dalla relazione geologica)

Per quanto attiene alle condizioni topografiche, si può assumere che non vi sia incremento dovuto alla categoria topografica:

Tab. 3.2.III – Categorie topografiche

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

T1: " Superficie pianeggiante e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ "

Con categoria topografica T1, $S_T=1,0$ (Tab. 3.2.V NTC18).

Tab. 3.2.V – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

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

4.4 Modello per l'analisi geotecnica

La struttura è stata modellata secondo il tradizionale sistema dei vincoli di incastro alla base, analizzando quindi dapprima la sola struttura in elevazione¹, e valutando poi un modello specifico per lo studio delle fondazioni.

Il modello per le fondazioni è stato fatto assumendo come azione in fondazione, trasmessa dagli elementi soprastanti quella derivante dall'analisi strutturale eseguita ipotizzando comportamento strutturale non dissipativo.

4.5 Tipologia di fondazioni

Il sistema di fondazione è di tipo diretto.

4.5.1 Piano di posa

Per quanto riguarda il piano di appoggio fondazionale si assume che questo dovrà essere costituito dall'ammasso flyschoidale, dopo aver rimosso il primo strato più alterato.

4.5.2 Descrizione delle opere

Il sistema di fondazioni delle strutture sarà di tipo a trave a T rovescia e sarà ordito in modo tale da garantire un reticolo di travi collegate fra loro. Nella zona prossima al muro di contenimento la T viene modificata in una L. Sotto la zona del vano scale e ascensore viene realizzata una platea a congiungere le strutture.

4.6 Calcolo

4.6.1 Fondazioni a T con larghezza 55cm

Si calcola ora la portata unitaria limite del terreno utilizzando la classica formula di Terzaghi:

$$q_{u, Terzaghi} = c \cdot N_c \cdot s_c + N_q \cdot \gamma_1 \cdot D + 0,5 \cdot N_\gamma \cdot \gamma_2 \cdot B \cdot s_\gamma = 0,85 \text{ MPa}$$

Il significato dei simboli è:

c : coesione [kPa]

N_c : coefficiente che tiene conto dell'angolo d'attrito interno

s_c : coefficiente di forma, tiene conto della forma della fondazione

N_q : coefficiente che tiene conto dell'angolo d'attrito interno

γ_1 : peso specifico del terreno [kN/mc]

D : profondità della fondazione [m]

N_γ : coefficiente che tiene conto dell'angolo d'attrito interno

γ_2 : peso specifico del terreno [kN/mc]

¹ NTC 2018 - 7.2.5. REQUISITI STRUTTURALI DEGLI ELEMENTI DI FONDAZIONE

Le azioni trasmesse in fondazione derivano dall'analisi del comportamento dell'intera opera, in genere condotta esaminando la sola struttura in elevazione alla quale sono applicate le pertinenti combinazioni delle azioni [...] assumendo come azione in fondazione, trasmessa dagli elementi soprastanti [...] quella derivante dall'analisi strutturale eseguita ipotizzando comportamento strutturale non dissipativo [...]

B : larghezza della fondazione [m]

s_γ : coefficiente di forma, tiene conto della forma della fondazione

Il significato dei simboli è:

coesione	5,00	kPa
coefficiente che tiene conto dell'angolo d'attrito interno	49,40	
coefficiente che tiene conto della forma della fondazione	1,01	
coefficiente che tiene conto dell'angolo d'attrito interno	33,45	
peso specifico del terreno superiore	19,00	kN/mc
profondità della fondazione	0,60	m
coefficiente che tiene conto della forma della fondazione	1,01	
coefficiente che tiene conto dell'angolo d'attrito interno	32,03	
peso specifico del terreno sotto la base	25,00	kN/mc
larghezza della fondazione	0,55	m
coefficiente che tiene conto della forma della fondazione	0,98	

Si assume un carico limite pari a:

$$q_{lim} = \frac{q_u}{\gamma_R} = \frac{0,85 MPa}{2,3} = 0,37 N/mm^2$$

Le caratteristiche geotecniche e meccaniche del terreno quale materiale d'appoggio per l'opera prevista sono adatte.

Il piano di posa delle strutture di fondazione sarà pertanto rappresentato dal raggiungimento dello strato adeguato per poter attingere, nella realizzazione della struttura, al valore del carico limite calcolato.

4.6.1.1 Coefficiente di sottofondo (Winkler)

Si calcola ora il coefficiente di sottofondo del terreno mediante la formula fornita dal Bowles ("Fondazioni" – cap.9)

$$SI: \quad k_s = 40(FS)q_a \quad kN/m^3 \quad (9.9)$$

nella quale q_a va espresso kPa. La (9.9) si ottiene considerando che $q_a = q_{ult}/FS$, dove la resistenza ultima del terreno corrisponde a un cedimento $\Delta H = 2.54$ cm (1 pollice), e che k_s è $q_{ult}/\Delta H$. Per $\Delta H = 0.64, 1.27, 1.91$ ecc. cm (1/4, 1/2, 3/4 pollici), il coefficiente 40 va trasformato in 160, 80, 53.3, ecc.; il valore 40 è ragionevolmente a favore di sicurezza, ma è sempre possibile utilizzare cedimenti ammissibili minori.

Estratto da Bowles - "Fondazioni" – cap.9

$$k_s = 40 \cdot \gamma_R \cdot q_{lim} = 40 \cdot 2,3 \cdot 370 kPa = 34073 kN/m^3$$

4.6.2 Fondazioni a T con larghezza 70cm

Si calcola ora la portata unitaria limite del terreno utilizzando la classica formula di Terzaghi:

$$q_{u, Terzaghi} = c \cdot N_c \cdot s_c + N_q \cdot \gamma_1 \cdot D + 0,5 \cdot N_\gamma \cdot \gamma_2 \cdot B \cdot s_\gamma = 0,91 \text{ MPa}$$

Il significato dei simboli è:

c : coesione [kPa]

N_c : coefficiente che tiene conto dell'angolo d'attrito interno

s_c : coefficiente di forma, tiene conto della forma della fondazione

N_q : coefficiente che tiene conto dell'angolo d'attrito interno

γ_1 : peso specifico del terreno [kN/mc]

D : profondità della fondazione [m]

N_γ : coefficiente che tiene conto dell'angolo d'attrito interno

γ_2 : peso specifico del terreno [kN/mc]

B : larghezza della fondazione [m]

s_γ : coefficiente di forma, tiene conto della forma della fondazione

Il significato dei simboli è:

coesione	5,00	kPa
coefficiente che tiene conto dell'angolo d'attrito interno	49,40	
coefficiente che tiene conto della forma della fondazione	1,01	
coefficiente che tiene conto dell'angolo d'attrito interno	33,45	
peso specifico del terreno superiore	19,00	kN/mc
profondità della fondazione	0,60	m
coefficiente che tiene conto della forma della fondazione	1,01	
coefficiente che tiene conto dell'angolo d'attrito interno	32,03	
peso specifico del terreno sotto la base	25,00	kN/mc
larghezza della fondazione	0,70	m
coefficiente che tiene conto della forma della fondazione	0,98	

Si assume un carico limite pari a:

$$q_{lim} = \frac{q_u}{\gamma_R} = \frac{0,91 \text{ MPa}}{2,3} = 0,40 \text{ N/mm}^2$$

Le caratteristiche geotecniche e meccaniche del terreno quale materiale d'appoggio per l'opera prevista sono adatte.

Il piano di posa delle strutture di fondazione sarà pertanto rappresentato dal raggiungimento dello strato adeguato per poter attingere, nella realizzazione della struttura, al valore del carico limite

calcolato.

4.6.2.1 Coefficiente di sottofondo (Winkler)

Si calcola ora il coefficiente di sottofondo del terreno mediante la formula fornita dal Bowles ("Fondazioni" – cap.9)

SI: $k_s = 40(FS)q_a$ kN/m^3 (9.9)
nella quale q_a va espresso kPa. La (9.9) si ottiene considerando che $q_a = q_{ult}/FS$, dove la resistenza ultima del terreno corrisponde a un cedimento $\Delta H = 2.54$ cm (1 pollice), e che k_s è $q_{ult}/\Delta H$. Per $\Delta H = 0.64, 1.27, 1.91$ ecc. cm (1/4, 1/2, 3/4 pollici), il coefficiente 40 va trasformato in 160, 80, 53.3, ecc.; il valore 40 è ragionevolmente a favore di sicurezza, ma è sempre possibile utilizzare cedimenti ammissibili minori.
Estratto da Bowles - "Fondazioni" – cap.9

$$k_s = 40 \cdot \gamma_R \cdot q_{lim} = 40 \cdot 2,3 \cdot 400 \text{ kPa} = 36461 \text{ kN/m}^3$$

4.6.3 Fondazioni rettangolari con larghezza 40cm

Si calcola ora la portata unitaria limite del terreno utilizzando la classica formula di Terzaghi:

$$q_{u, \text{Terzaghi}} = c \cdot N_c \cdot s_c + N_q \cdot \gamma_1 \cdot D + 0,5 \cdot N_\gamma \cdot \gamma_2 \cdot B \cdot s_\gamma = 0,79 \text{ MPa}$$

Il significato dei simboli è:

c : coesione [kPa]

N_c : coefficiente che tiene conto dell'angolo d'attrito interno

s_c : coefficiente di forma, tiene conto della forma della fondazione

N_q : coefficiente che tiene conto dell'angolo d'attrito interno

γ_1 : peso specifico del terreno [kN/mc]

D : profondità della fondazione [m]

N_γ : coefficiente che tiene conto dell'angolo d'attrito interno

γ_2 : peso specifico del terreno [kN/mc]

B : larghezza della fondazione [m]

s_γ : coefficiente di forma, tiene conto della forma della fondazione

Il significato dei simboli è:

coesione	5,00 kPa
coefficiente che tiene conto dell'angolo d'attrito interno	49,40
coefficiente che tiene conto della forma della fondazione	1,01
coefficiente che tiene conto dell'angolo d'attrito interno	33,45
peso specifico del terreno superiore	19,00 kN/mc
profondità della fondazione	0,60 m

coefficiente che tiene conto della forma della fondazione	1,01	
coefficiente che tiene conto dell'angolo d'attrito interno	32,03	
peso specifico del terreno sotto la base	25,00	kN/mc
larghezza della fondazione	0,40	m
coefficiente che tiene conto della forma della fondazione	0,98	

Si assume un carico limite pari a:

$$q_{lim} = \frac{q_u}{\gamma_R} = \frac{0,79 MPa}{2,3} = 0,35 N/mm^2$$

Le caratteristiche geotecniche e meccaniche del terreno quale materiale d'appoggio per l'opera prevista sono adatte.

Il piano di posa delle strutture di fondazione sarà pertanto rappresentato dal raggiungimento dello strato adeguato per poter attingere, nella realizzazione della struttura, al valore del carico limite calcolato.

4.6.3.1 Coefficiente di sottofondo (Winkler)

Si calcola ora il coefficiente di sottofondo del terreno mediante la formula fornita dal Bowles ("Fondazioni" – cap.9)

<p>SI: $k_s = 40(FS)q_a$ kN/m³ (9.9)</p> <p>nella quale q_a va espresso kPa. La (9.9) si ottiene considerando che $q_a = q_{ult}/FS$, dove la resistenza ultima del terreno corrisponde a un cedimento $\Delta H = 2.54$ cm (1 pollice), e che k_s è $q_{ult}/\Delta H$. Per $\Delta H = 0.64, 1.27, 1.91$ ecc. cm (1/4, 1/2, 3/4 pollici), il coefficiente 40 va trasformato in 160, 80, 53.3, ecc.; il valore 40 è ragionevolmente a favore di sicurezza, ma è sempre possibile utilizzare cedimenti ammissibili minori.</p> <p>Estratto da Bowles - "Fondazioni" – cap.9</p>

$$k_s = 40 \cdot \gamma_R \cdot q_{lim} = 40 \cdot 2,3 \cdot 350 kPa = 31746 kN/m^3$$

4.6.4 Fondazioni a L con larghezza 70cm

Si calcola ora la portata unitaria limite del terreno utilizzando la classica formula di Terzaghi:

$$q_{u, Terzaghi} = c \cdot N_c \cdot s_c + N_q \cdot \gamma_1 \cdot D + 0,5 \cdot N_\gamma \cdot \gamma_2 \cdot B \cdot s_\gamma = 0,91 MPa$$

Il significato dei simboli è:

c : coesione [kPa]

N_c : coefficiente che tiene conto dell'angolo d'attrito interno

s_c : coefficiente di forma, tiene conto della forma della fondazione

N_q : coefficiente che tiene conto dell'angolo d'attrito interno

γ_1 : peso specifico del terreno [kN/mc]

D : profondità della fondazione [m]

N_γ : coefficiente che tiene conto dell'angolo d'attrito interno

γ_2 : peso specifico del terreno [kN/mc]

B : larghezza della fondazione [m]

S_γ : coefficiente di forma, tiene conto della forma della fondazione

Il significato dei simboli è:

coesione	5,00	kPa
coefficiente che tiene conto dell'angolo d'attrito interno	49,40	
coefficiente che tiene conto della forma della fondazione	1,01	
coefficiente che tiene conto dell'angolo d'attrito interno	33,45	
peso specifico del terreno superiore	19,00	kN/mc
profondità della fondazione	0,60	m
coefficiente che tiene conto della forma della fondazione	1,01	
coefficiente che tiene conto dell'angolo d'attrito interno	32,03	
peso specifico del terreno sotto la base	25,00	kN/mc
larghezza della fondazione	0,70	m
coefficiente che tiene conto della forma della fondazione	0,98	

Si assume un carico limite pari a:

$$q_{lim} = \frac{q_u}{\gamma_R} = \frac{0,91 MPa}{2,3} = 0,40 \text{ N/mm}^2$$

Le caratteristiche geotecniche e meccaniche del terreno quale materiale d'appoggio per l'opera prevista sono adatte.

Il piano di posa delle strutture di fondazione sarà pertanto rappresentato dal raggiungimento dello strato adeguato per poter attingere, nella realizzazione della struttura, al valore del carico limite calcolato.

4.6.4.1 Coefficiente di sottofondo (Winkler)

Si calcola ora il coefficiente di sottofondo del terreno mediante la formula fornita dal Bowles ("Fondazioni" – cap.9)

SI: $k_s = 40(FS)q_a$ kN/m ³ (9.9)
nella quale q_a va espresso kPa. La (9.9) si ottiene considerando che $q_a = q_{ult}/FS$, dove la resistenza ultima del terreno corrisponde a un cedimento $\Delta H = 2.54$ cm (1 pollice), è che k_s è $q_{ult}/\Delta H$. Per $\Delta H = 0.64, 1.27, 1.91$ ecc. cm (1/4, 1/2, 3/4 pollici), il coefficiente 40 va trasformato in 160, 80, 53.3, ecc.; il valore 40 è ragionevolmente a favore di sicurezza, ma è sempre possibile utilizzare cedimenti ammissibili minori.
Estratto da Bowles - "Fondazioni" – cap.9

$$k_s = 40 \cdot \gamma_R \cdot q_{lim} = 40 \cdot 2,3 \cdot 400 kPa = 36461 \text{ kN/m}^3$$

4.6.5 Fondazioni a platea

La portata unitaria per le platee è per sua natura superiore a quella delle travi (Bowles), consentendo cedimenti molto maggiori rispetto alle fondazioni tradizionali. Pertanto la verifica è automaticamente soddisfatta ponendo lo stesso limite delle pressioni per le travi.

Si calcola ora la portata unitaria limite del terreno utilizzando la classica formula di Terzaghi:

$$q_{u, Terzaghi} = c \cdot N_c \cdot s_c + N_q \cdot \gamma_1 \cdot D + 0,5 \cdot N_\gamma \cdot \gamma_2 \cdot B \cdot s_\gamma = 3,49 \text{ Mpa}$$

Il significato dei simboli è:		
c	coesione	5,00 kPa
N _c	coefficiente che tiene conto dell'angolo d'attrito interno	49,40
s _c	coefficiente che tiene conto della forma della fondazione	1,17
θ	inclinazione della risultante sulla verticale	0 °
i _c =i _q	coefficiente che tiene conto della risultante sulla verticale	1
d _c	coefficiente che tiene conto della profondità	1,074
N _q	coefficiente che tiene conto dell'angolo d'attrito interno	33,45
γ ₁	peso specifico del terreno superiore	16,00 kN/mc
D	profondità della fondazione	0,60 m
s _q	coefficiente che tiene conto della forma della fondazione	1,09
i _c =i _q	coefficiente che tiene conto della risultante sulla verticale	1
d _q =d _γ	coefficiente che tiene conto della profondità	1,037
N _γ	coefficiente che tiene conto dell'angolo d'attrito interno	32,03
γ ₂	peso specifico del terreno sotto la base	25,00 kN/mc
B	larghezza della fondazione	3,00 m
s _γ	coefficiente che tiene conto della forma della fondazione	1,17
i _γ	coefficiente che tiene conto della risultante sulla verticale	1
d _q =d _γ	coefficiente che tiene conto della profondità	1,000

Si assume un carico limite pari a:

$$q_{lim} = \frac{q_u}{\gamma_R} = \frac{3,49 \text{ MPa}}{2,3} = 1,52 \text{ N/mm}^2$$

Le caratteristiche geotecniche e meccaniche del terreno quale materiale d'appoggio per l'opera prevista sono adatte.

Il piano di posa delle strutture di fondazione sarà pertanto rappresentato dal raggiungimento dello strato adeguato per poter attingere, nella realizzazione della struttura, al valore del carico limite calcolato.

4.6.5.1 Coefficiente di sottofondo (Winkler)

Si calcola ora il coefficiente di sottofondo del terreno mediante la formula fornita dal Bowles ("Fondazioni" – cap.9)

$$\text{SI: } k_s = 40(\text{FS})q_a \quad \text{kN/m}^3 \quad (9.9)$$

nella quale q_a va espresso kPa. La (9.9) si ottiene considerando che $q_a = q_{ult}/\text{FS}$, dove la resistenza ultima del terreno corrisponde a un cedimento $\Delta H = 2.54 \text{ cm}$ (1 pollice), e che k_s è $q_{ult}/\Delta H$. Per $\Delta H = 0.64, 1.27, 1.91 \text{ ecc. cm}$ (1/4, 1/2, 3/4 pollici), il coefficiente 40 va trasformato in 160, 80, 53.3, ecc.; il valore 40 è ragionevolmente a favore di sicurezza, ma è sempre possibile utilizzare cedimenti ammissibili minori.

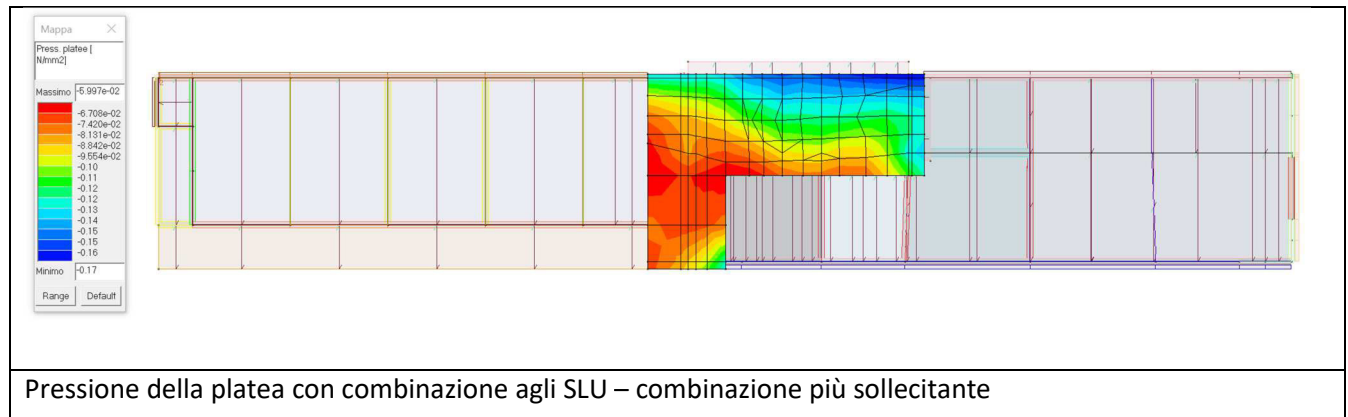
Estratto da Bowles - "Fondazioni" – cap.9

$$k_s = 40 \cdot \gamma_R \cdot q_{lim} = 40 \cdot 2,3 \cdot 1520 \text{ kPa} = 139505 \text{ kN/m}^3$$

4.7 Pressioni esercitate dalle fondazioni al terreno

4.7.1 Platea

Con l'ausilio del programma di calcolo si verifica di seguito la fondazione a platea.

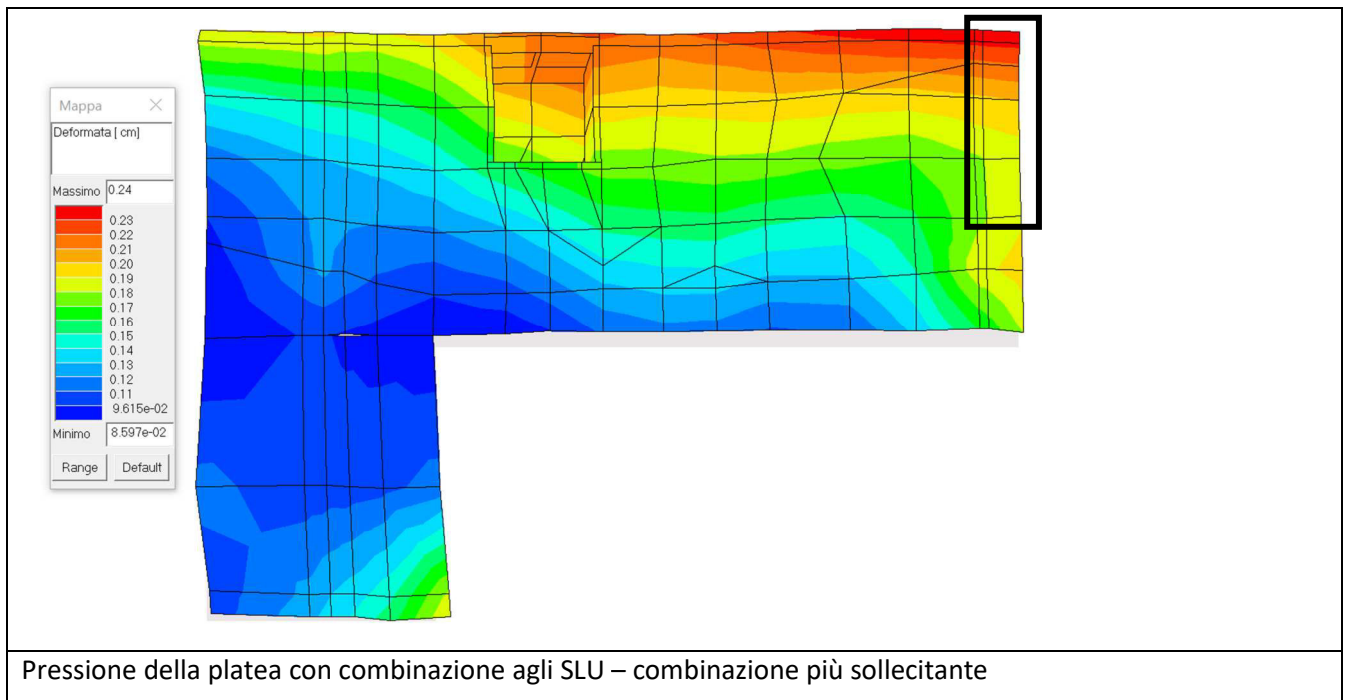


$$q_{sd,SLUmax} = 0,17 \text{ N/mm}^2 < q_{lim} = 1,52 \text{ N/mm}^2$$

4.7.2 Cedimenti

Con l'ausilio del programma di calcolo si verifica di seguito i cedimenti della fondazione a platea.

Si riporta di seguito i cedimenti differenziali della fondazione nella stessa combinazione di carico, dalla quale si evince che la soletta non ha un inversione della direzione del cedimento che generalmente è dell'ordine del millimetro mentre in alcuni punti non subisce deformazioni.



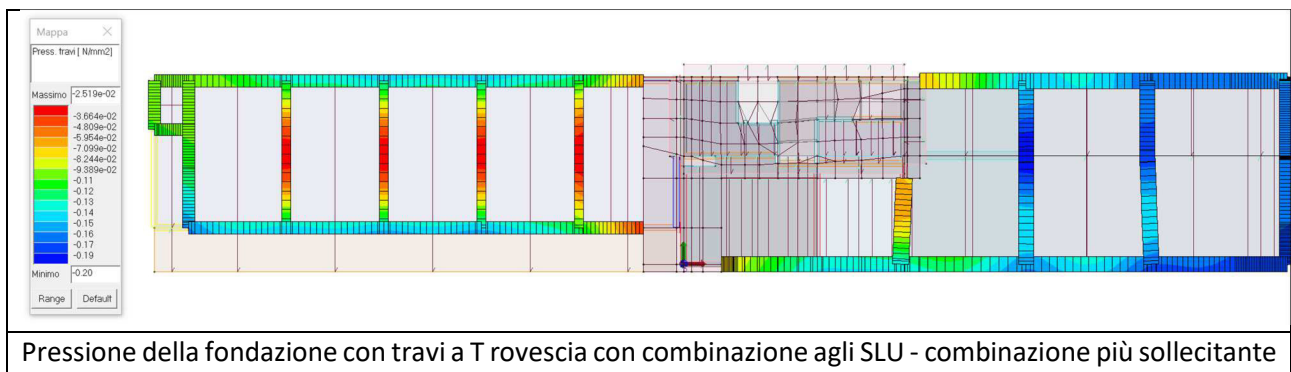
$$\Delta w = 0,24\text{cm} - 0,19\text{cm} = 0,05\text{cm}$$

$$\frac{187\text{cm}}{1000} = 0,19\text{cm} > \Delta w = 0,05\text{cm} \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

ossia si ha un cedimento di 1/1000 L calcolata rispetto ai montanti, e quindi la fondazione, dal punto di vista del rapporto col terreno, è verificata dato che il cedimento differenziale è inferiore ad 1/500 è inoltre inferiore a 1/750, limite dove possono aversi difficoltà per macchinari sensibili ai cedimenti (Bjerrum, 1963).

4.7.3 Travi rovesce

Con l'ausilio del programma di calcolo si verifica di seguito la fondazione a travi a T rovescia.

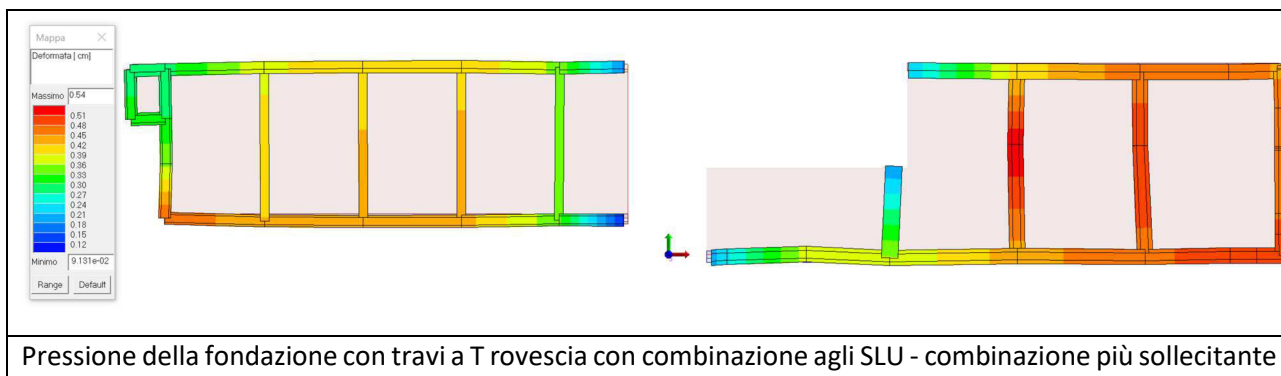


$$q_{sd,SLUmax} = 0,20 \text{ N/mm}^2 < q_{lim} = 0,35 \text{ N/mm}^2$$

4.7.4 Cedimenti fondazione a t o L rovescia

Con l'ausilio del programma di calcolo si verifica di seguito i cedimenti della fondazione a travi a T rovescia.

Si riporta di seguito i cedimenti differenziali della fondazione nella stessa combinazione di carico, dalla quale si evince che la soletta non ha un inversione della direzione del cedimento che generalmente è dell'ordine del millimetro mentre in alcuni punti non subisce deformazioni.



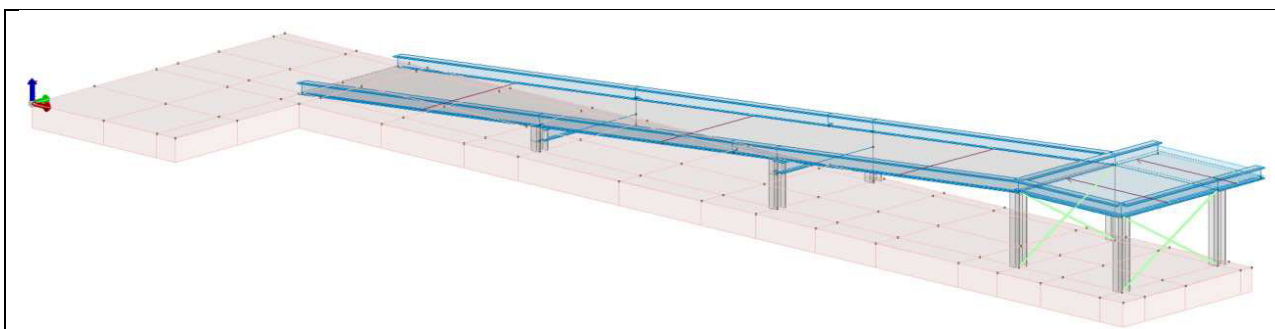
$$\Delta w = 0,54 - 0,42 = 0,12 \text{ cm}$$

$$\frac{340 \text{ cm}}{1000} = 0,340 \text{ cm} > \Delta w = 0,12 \text{ cm} \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

ossia si ha un cedimento di 1/1000 L calcolata rispetto ai montanti, e quindi la fondazione, dal punto di vista del rapporto col terreno, è verificata dato che il cedimento differenziale è inferiore ad 1/500 è inoltre inferiore a 1/750, limite dove possono aversi difficoltà per macchinari sensibili ai cedimenti (Bjerrum, 1963).

4.1 Rampa disabili

Rampa di collegamento col campo da calcio.



Modello 3D strutturale della rampa - ProSAP

La rampa è costituita da profili HEA120 (cosciali) e pilastri in HEA120. Il solaio è costituito da grigliato metallico sulla rampa e soletta in calcestruzzo (su lamiera grecata) sul pianerottolo. La rampa poggia su una soletta in c.a. di sp. 25cm.

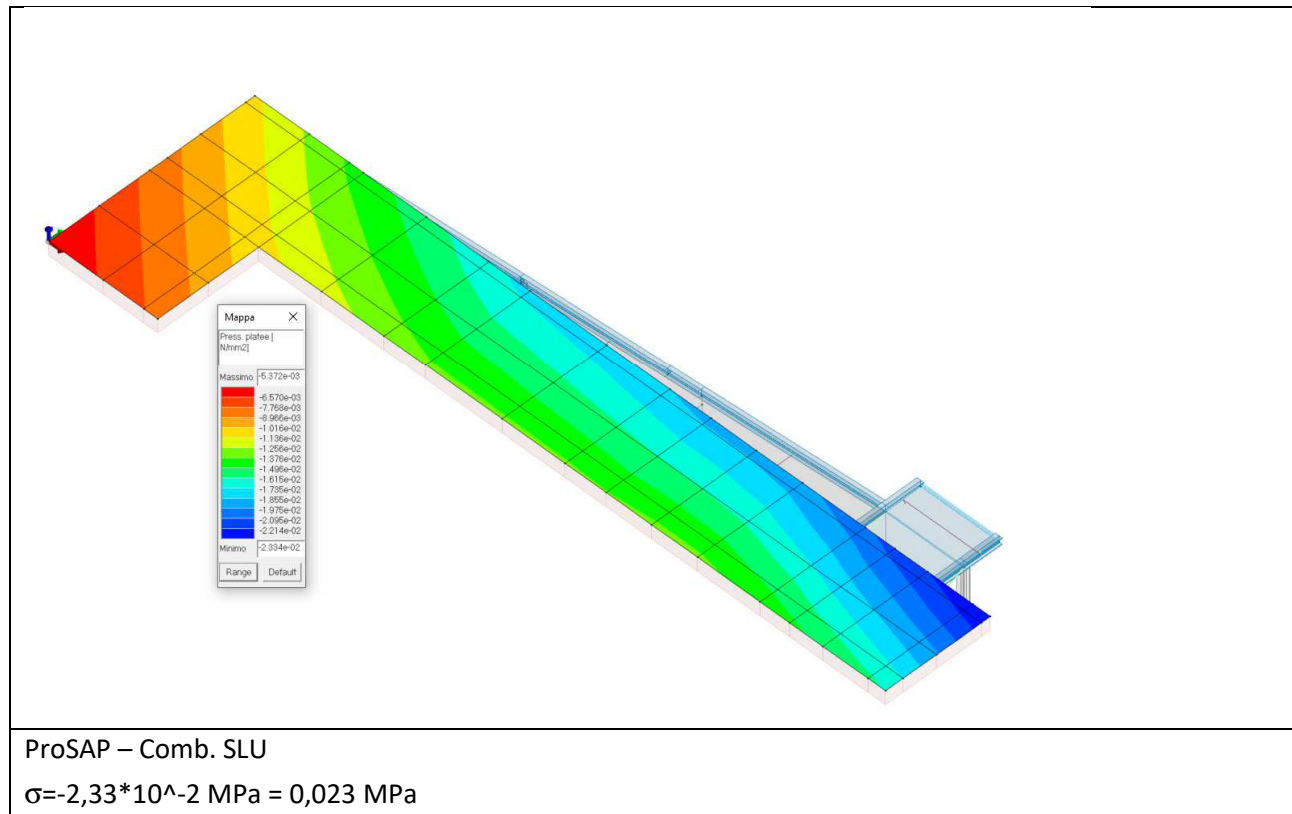
Grigliato metallico:	33 kg/mq (cautelativamente nel modello si è adottato 60 kg/mq)
Corrimani, parapetti e vari:	60 kg/mq (considerati come carichi non definiti sul solaio)
Variabile:	folla, cat. C 5,0 kN/mq + neve 0,8 kN/mq
Analisi dei carichi sulla rampa	

Lamiera grecata+calcestruzzo+finitura:	300 kg/mq
Corrimani, parapetti e vari:	60 kg/mq (considerati come carichi non definiti sul solaio)
Variabile:	folla, cat. C 5,0 kN/mq + neve 0,8 kN/mq
Analisi dei carichi sul pianerottolo	

Peso proprio profili d'acciaio HEA 120	19,9 kg/m = 0,2 kN/m
--	----------------------

4.1.1 Verifica delle pressioni della platea della rampa sul terreno

La struttura è leggera ed è posta su una platea, pertanto le pressioni sul terreno sono molto limitate.



Tali sollecitazioni sono ampiamente portate anche da un terreno privo di coesione e con angolo di attrito pari a soli 20°.

Si riporta ora la classica verifica secondo Terzaghi:

$$q_{ult} = c \cdot N_c \cdot s_c + \frac{1}{2} B \cdot \gamma_2 \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma + \gamma_1 \cdot D \cdot N_q \cdot s_q$$

110,3 kPa	0,11	Mpa	γ_{Rd}	q_{lim}	0,05 Mpa
			2,3		0,48 kg/cm ²

Il significato dei simboli è:					
c	coesione			0,00	kPa
Nc	coefficiente che tiene conto dell'angolo d'attrito interno			17,69	
Sc	coefficiente che tiene conto della forma della fondazione			1,03	
Nq	coefficiente che tiene conto dell'angolo d'attrito interno			7,44	
γ_1	peso specifico del terreno superiore			18,00	kN/mc
D	profondità della fondazione			0,30	m
Sq	coefficiente che tiene conto della forma della fondazione			1,03	
N γ	coefficiente che tiene conto dell'angolo d'attrito interno			5,35	
γ_2	peso specifico del terreno sotto la base			18,00	kN/mc

B	larghezza della fondazione	1,50	m	B
γ	coefficiente che tiene conto della forma della fondazione	0,96		

Si assume un carico limite

$$q_{lim,Rd} = \frac{q_u}{\gamma_R} = \frac{0,11 \text{ MPa}}{2,3} = 0,05 \frac{N}{mm^2}$$

(Secondo l'approccio 2 che prevede un'unica combinazione di coefficienti A1, M1, R3).

Le caratteristiche geotecniche e meccaniche del terreno quale materiale d'appoggio per l'opera prevista appaiono quindi sufficienti essendo:

$$q_{Ed} = 0,02 \frac{N}{mm^2} < q_{lim,Rd} = 0,05 \frac{N}{mm^2}$$

Sotto alle fondazioni deve essere prevista la presenza di uno strato di magrone >5 cm prima del getto delle strutture.

5 Prescrizioni particolari

Oltre alla diligenza e cura negli scavi e nella preparazione del piano di posa si deve tenere conto delle seguenti prescrizioni particolari.

Gli scavi in prossimità del muro di sostegno esistente devono essere realizzati con massima attenzione e procedere per sottocantieri, in modo da evitare un eventuale dannoso turbamento delle fondazioni del muro esistente.

Si precisa che se a -70 cm non si dovesse trovare il terreno adeguato la fondazione va approfondita.

Sarà cura del DL e del geologo verificare le condizioni del terreno che si riscontreranno una volta iniziati gli scavi.

6 Rischio liquefazione (NO)

Dalla relazione geologica:

"Non sono possibili fenomeni di liquefazione dei terreni nel corso di eventi sismici".

7 Conclusioni

Il complesso terreno-fondazione risulta adeguato per la struttura.

Trieste, 10 Marzo 2020

Il progettista strutturale
Ing. Daniele Melchiori