

COMUNE DI FIRENZE

PIANO DI RECUPERO EX AREA FIAT NOVOLI - FIRENZE

REALIZZAZIONE SPAZI ATTREZZATI PER IL PARCO PUBBLICO PROGETTO ESECUTIVO

PROPRIETA'

Immobiliare Novoli SpA

Piazza Giovanni Spadolini, 11
50127 Firenze (FI)
tel +39055 4376631
fax +39055 4369299

R.U.P.

Ing. Luigi Stefano Carosella

P.zza G. Spadolini 11 50127 Firenze (FI)
tel +39 055 4376631 fax +39 055 4369299
gino.carosella@novoli.com

PROGETTO ESECUTIVO ARCHITETTONICO

Ing. Benedetta Giachi

P.zza G. Spadolini 11 50127 Firenze (FI)
tel +39 055 4376631 fax +39 055 4369299
benedetta.giachi@novoli.com

PROGETTO ESECUTIVO STRUTTURALE

Ing. Emiliano Colonna

Fabrica Progetti
Via Giorgio Pasquali, 14
50135 - Firenze
tel. +39 055 66 22 25
www.fabricaprogetti.it



PROGETTO ESECUTIVO IMPIANTI

Ing. Paolo Bonacorsi

M&E srl
Via Giovanni da Cascia 15
50127 - Firenze
tel. +39 055 334071
fax +39 055 364841
email postmaster@meesrl.com



01 REVISIONE A SEGUITO DELLA CONFERENZA DI SERVIZI DEL 21/06/2022

15/09/2022

00 EMISSIONE

REV.

ELABORATO

SCALA

-

RELAZIONE GEOTECNICA

22070E-R-02

File 22070E-R-01 - Relazione geotecnica.doc

RELAZIONE GEOTECNICA

INDICE

1. RELAZIONE GEOTECNICA	3
1.1 PREMessa	3
1.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO	3
1.2 PROGRAMMA INDAGINI E PROVE.....	4
1.3 CARATTERISTICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE	4
1.3.1 MODELLO GEOLOGICO	4
1.3.2 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO	5
1.3.3 CATEGORIA TOPOGRAFICA.....	5
1.3.4 LIQUEFAZIONE	5
1.3.5 OPERE DI FONDAZIONE.....	6
1.4 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DELL'AREA	7
1.4.1 PARAMETRIZZAZIONE SISMICA LOCALE.....	7
1.5 VERIFICHE DI SICUREZZA E PRESTAZIONALI AGLI STATI LIMITE.....	8
1.5.1 APPROCCI PROGETTUALI.....	8
1.5.2 VALORI DI PROGETTO GEOTECNICI	8
1.5.3 COEFFICIENTI PARZIALI PER VERIFICHE SLU	8
1.5.4 MODELLAZIONE GEOTECNICA E METODO DI ANALISI.....	9
1.6 RISULTATI ANALISI E VERIFICHE	18
1.6.1 VERIFICA DELLA CAPACITA' PORTANTE	18
1.6.2 VERIFICA DEI CEDIMENTI.....	20

RELAZIONE GEOTECNICA

1. RELAZIONE GEOTECNICA

Le fondazioni rivestono il ruolo di trasferire a terra le azioni agenti sulla costruzione con assoluta sicurezza, garantendo la stabilità dell'opera edificata e la compatibilità con le prestazioni richieste alla costruzione stessa.

La profondità del piano di posa della fondazione è stata scelta e giustificata in relazione alle caratteristiche e alle prestazioni della struttura in elevazione, alle caratteristiche del sottosuolo e alle condizioni ambientali.

1.1 PREMESSA

L'intervento in oggetto consiste nella realizzazione di uno Chalet e di un pergolato a servizio degli spazi attrezzati nel parco pubblico dell'area ex Fiat Novoli, a Firenze (FI). Le opere saranno ubicate nella parte nord del parco, lungo Viale Guidoni.

Con la presente relazione sono analizzate le caratteristiche geotecniche dei terreni costituenti l'area oggetto dell'intervento. È stata inoltre valutata l'interazione opera/terreno ai fini della verifica della fondazione.

La relazione è stata redatta in ottemperanza alle Leggi vigenti in materia.

1.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le analisi, le valutazioni e i calcoli contenuti nella presente relazione sono conformi alle normative e linee guida elencate nel seguito:

- [1] D.M. 17 gennaio 2018 - Aggiornamento delle "Norme Tecniche per le Costruzioni";
- [2] Circolare 21 gennaio 2019, N.7 C.S.LL.PP. - Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018;
- [3] Legge 2 Febbraio 1974, n.64 Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;
- [4] D.M. LL.PP. del 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;
- [5] Eurocodice 7 - Parte 1: Progettazione geotecnica - Regole generali;
- [6] Eurocodice 8 - Parte 5: Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

RELAZIONE GEOTECNICA

1.2 PROGRAMMA INDAGINI E PROVE

Per la caratterizzazione stratigrafica e geomeccanica dei terreni di fondazione è stata presa a riferimento la relazione geologica redatta a cura del Dott. Geol. Dario Senesi ("Progetto esecutivo per la realizzazione dello Chalet nell'ambito degli spazi attrezzati a servizio del parco San Donato nell'area ex Fiat Novoli – Relazione geologica"). I sondaggi sul terreno sono stati eseguiti dalle società Soil Test e Trigeo Snc.

Nello specifico sono stati condotti:

- n. 1 sondaggio a carotaggio continuo con esecuzione di 19 prove SPT;
- n. 1 prova penetrometrica statica CPT;
- n. 1 indagine di rumore tipo HVSR.
- Indagine geofisica con una sismica a rifrazione in elaborazione M.A.S.W.

1.3 CARATTERISTICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE

Per la caratterizzazione del terreno di fondazione si è fatto riferimento alla suddetta Relazione Geologica. Il modello è riportato nel seguente sottoparagrafo.

1.3.1 MODELLO GEOLOGICO

Il modello geologico è schematizzabile nella presenza dei seguenti orizzonti principali:

- **Unità 0: Terreno di riporto** – Rappresentata da terreno di riporto, che dalle indagini eseguite risulta costituito da ghiaie eterometriche spesso in abbondante matrice sia sabbiosa che limoso-argillosa. Questi materiali sono presenti fino a quote comprese tra circa 44,0 – 44,5 m.s.l.m.
- **Unità 1: Limo e argilla** - Costituita in prevalenza da limo con argilla e da argilla con limo a tratti sabbiosi, con all'interno passaggi di ghiaia. Il comportamento nel complesso è di tipo coesivo. L'unità raggiunge una quota compresa tra 41,5 – 42 m.s.l.m.
- **Unità 2: Ghiaie eterometriche** - Costituita da ghiaie con ciottoli in matrice limoso-argillosa, con comportamento granulare. L'unità è stata rilevata fino alla quota compresa tra 36 e 37 m.s.l.m.
- **Unità 3 e 3a: Argilla e limo** -. L'unità 3 è costituita da argille con limo a tratti debolmente sabbiose, a tratti debolmente ghiaiose. Il tratto è stato rilevato fino a circa 26 m.s.l.m. L'unità 3a, invece, è rappresentata da limi sabbiosi, presenti al di sopra dell'unità 3 (tra 30 e 33 m.s.l.m.).

RELAZIONE GEOTECNICA

Unità	Litologia	Spessore medio (m)	γ (kN/m ³)	c_{uk} (Kpa)	φ (°)	c' (kPa)	φ' (°)	M (kPa)
0	Terreno di riporto	3,00	20,50	-	31	-	-	20000
1	Limo e argilla	3,00	20,00	130,00	-	25	23	11000
2	Ghiaie eterometriche	5,00	21,00	-	34	-	-	40000
3a	Limi sabbiosi	3,00	20,00	120,00	-	-	-	10000
3b	Argille e limi	7,00	19,50	-	29	-	-	16000

Tabella 1 - Parametrizzazione fisico-meccanica del terreno di fondazione

Nella tabella sono riportati i seguenti parametri:

γ peso di volume

c_{uk} coefficiente di coesione in condizioni non drenate

c' coefficiente di coesione in condizioni drenate

φ angolo di attrito interno

φ' angolo di attrito interno efficace

M modulo edometrico

Il livello della falda è individuato alla quota di 36-37 m.s.l.m.

La costante di Winkler è stata calcolata dal software (Modulo Geotecnico del programma PRO_SAP).

1.3.2 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO

Il substrato dell'area è riconducibile alle categorie definite nella Tab. 3.2.II delle NTC 2018; pertanto è stata individuata la categoria del suolo di fondazione mediante l'approccio semplificato (v. § 3.2.3 delle NTC 2018) basato sulla classificazione del sottosuolo in funzione delle condizioni stratigrafiche e dalla velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio ($V_{s,eq}$). Come si evince dalla relazione geologica, il sottosuolo è ascrivibile alla **categoria C** della Tab. 3.2.II [1].

1.3.3 CATEGORIA TOPOGRAFICA

Dal punto di vista topografico il sito di intervento, sostanzialmente pianeggiante, trova la migliore corrispondenza con la **categoria T1** (superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $\leq 15^\circ$).

1.3.4 LIQUEFAZIONE

Ai sensi del punto 7.11.3.4.1 di [1], *“il sito presso il quale è ubicato il manufatto deve essere stabile nei confronti della liquefazione, intendendo con tale termine quei fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente*

RELAZIONE GEOTECNICA

sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate. Se il terreno risulta suscettibile di liquefazione e gli effetti conseguenti appaiono tali da influire sulle condizioni di stabilità di pendii o manufatti, occorre procedere ad interventi di consolidamento del terreno e/o trasferire il carico a strati di terreno non suscettibili di liquefazione”.

Nel caso in esame, come riportato nel documento “Progetto esecutivo per la realizzazione dello Chalet nell’ambito degli spazi attrezzati a servizio del parco San Donato nell’area ex Fiat Novoli – Relazione geologica” redatto dal Geol. Dario Senesi, i terreni investigati non sono suscettibili a fenomeni di liquefazione.

1.3.5 OPERE DI FONDAZIONE

Il dimensionamento degli elementi di fondazione è stato condotto con modello su suolo elastico, per considerare l’interazione tra struttura e terreno deformabile. Le fondazioni dello Chalet saranno realizzate con travi rovesce in c.a., mentre quelle del pergolato tramite cordoli in c.a. 25x25 cm.

RELAZIONE GEOTECNICA

1.4 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DELL'AREA

Per la caratterizzazione sismica del terreno di fondazione si rimanda alla relazione geologica redatta dal Dott. Geol. Dario Senesi.

In fase di progettazione si dovrà dunque considerare:

- categoria di sottosuolo: C
- categoria topografica: T1

1.4.1 PARAMETRIZZAZIONE SISMICA LOCALE

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione. La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} , nel periodo di riferimento V_R .

Dati relativi al sito

Comune di Firenze - Parco San Donato, Longitudine = **11,2287**; Latitudine = **43.7947**

Categoria di sottosuolo: **C**

Condizione topografica: **T1**

Dati relativi alla struttura in oggetto:

Vita nominale: **> 50 anni**

Classe d'uso: **II**

Periodo di riferimento: **50 anni**

Smorzamento: **5%**

RELAZIONE GEOTECNICA

1.5 VERIFICHE DI SICUREZZA E PRESTAZIONALI AGLI STATI LIMITE

Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno (GEO) e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa (STR).

La verifica agli stati limite ultimi (SLU) delle fondazioni è stata eseguita confrontando il valore dell'azione (E_d) con la resistenza del sistema geotecnico (R_d).

1.5.1 APPROCCI PROGETTUALI

Il calcolo è stato eseguito applicando l'**Approccio 2 (coefficienti A1-M1-R3)** previsti dal DM 17/01/2018, utilizzando il modello geotecnico riportato al § 4, ricavato dalle indagini geognostiche descritte al § 3.

1.5.2 VALORI DI PROGETTO GEOTECNICI

I valori geotecnici di progetto allo stato limite ultimo sono stati ottenuti dai parametri caratteristici ridotti tramite i coefficienti parziali M1.

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

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	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

1.5.3 COEFFICIENTI PARZIALI PER VERIFICHE SLU

La capacità portante calcolata con i parametri geotecnici di progetto è stata ridotta tramite i coefficienti γ_R del gruppo R. Il valore ottenuto è stato confrontato con quello delle azioni trasmesse dalla sovrastruttura incrementata dei coefficienti γ_G e γ_Q del gruppo A1.

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

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

RELAZIONE GEOTECNICA

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

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

1.5.4 MODELLAZIONE GEOTECNICA E METODO DI ANALISI

La fondazione verrà realizzata tramite una platea, poiché è più indicata per contenere le pressioni di carico sul terreno ed è, inoltre, in grado di ridurre i potenziali cedimenti differenziali tra le varie porzioni di costruzione.

Di seguito sono elencate le verifiche richieste dalla vigente normativa per le fondazioni superficiali:

VERIFICHE STR: le verifiche di resistenza degli elementi strutturali di fondazione.

VERIFICHE GEO: le verifiche di resistenza del terreno interagente con la struttura (capacità portante e scorrimento) sono state condotte confrontando i valori di resistenza con quelli di progetto, secondo l'Approccio 2, nella quale sono impiegati i coefficienti A1, i coefficienti M1, ed il coefficiente R3.

Di seguito si riportano i criteri adottati per la determinazione del carico limite del complesso terreno-fondazione e per il calcolo dei cedimenti.

CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI SU TERRENI

Per la determinazione del carico limite del complesso terreno-fondazione (inteso come valore asintotico del diagramma carico-cedimento) si fa riferimento a due principali meccanismi di rottura: il "meccanismo generale" e quello di "punzonamento". Il primo è caratterizzato dalla formazione di una superficie di scorrimento: il terreno sottostante la fondazione rifluisce lateralmente e verso l'alto, conseguentemente il terreno circostante è interessato da un meccanismo di sollevamento ed emersione della superficie di scorrimento. Il secondo meccanismo è caratterizzato dall'assenza di una superficie di scorrimento ben definita: il terreno sotto la fondazione si comprime ed in corrispondenza della superficie del terreno circostante la fondazione si osserva un abbassamento generalizzato. Quest'ultimo meccanismo non consente una precisa individuazione del carico limite in quanto la curva cedimenti-carico applicato non raggiunge mai un valore asintotico ma cresce indefinitamente. Vesic ha studiato il fenomeno della rottura per punzonamento assimilando il terreno ad un mezzo elasto-plastico e la rottura per carico limite all'espansione di una cavità cilindrica. In questo caso il fenomeno risulta retto da un indice di rigidezza " I_r " così definito:

$$I_r = \frac{G}{c' + \sigma' \cdot \tan(\varphi)}$$

Per la determinazione del modulo di rigidezza a taglio si utilizzeranno le seguenti relazioni:

RELAZIONE GEOTECNICA

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)}; \quad E = E_{ed} \frac{1 - \nu - 2 \cdot \nu^2}{1 - \nu}; \quad \nu = \frac{k_0}{1 + k_0}; \quad k_0 = 1 - \sin(\varphi).$$

L'indice di rigidezza viene confrontato con l'indice di rigidezza critico " $I_{r,crit}$ ":

$$I_{r,crit} = \frac{e^{\left[\left(3.3 - 0.45 \frac{B}{L} \right) \cdot \tan \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \right]}}{2}.$$

La rottura per punzonamento del terreno di fondazione avviene quando l'indice di rigidezza è minore di quello critico. Tale teoria comporta l'introduzione di coefficienti correttivi all'interno della formula trinomia del carico limite, detti "coefficienti di punzonamento". Questi sono funzione dell'indice di rigidezza, dell'angolo d'attrito e della geometria dell'elemento di fondazione. La loro espressione è la seguente:

- se $I_r < I_{r,crit}$ si ha :

$$\Psi_\gamma = \Psi_q = e^{\left[\left(0.6 \frac{B}{L} - 4.4 \right) \cdot \tan(\varphi) + \frac{3.07 \cdot \sin(\varphi) \log_{10}(2 \cdot I_r)}{1 + \sin(\varphi)} \right]} \quad \text{se } \varphi = 0 \Rightarrow \Psi_\gamma = \Psi_q = 1$$

$$\Psi_c = \Psi_q - \frac{1 - \Psi_q}{N_c \cdot \tan(\varphi)} \quad \text{se } \varphi = 0 \Rightarrow \Psi_c = 0.32 + 0.12 \cdot \frac{B}{L} + 0.6 \cdot \log_{10}(I_r)$$

- se $I_r > I_{r,crit}$ si ha che $\Psi_\gamma = \Psi_q = \Psi_c = 1$.

Il significato dei simboli adottati nelle equazioni sopra riportate è il seguente:

- E_{ed} modulo edometrico del terreno sottostante la fondazione
- ν coefficiente di Poisson del terreno sottostante la fondazione
- k_0 coefficiente di spinta a riposo del terreno sottostante la fondazione
- φ angolo d'attrito efficace del terreno sottostante il piano di posa
- c' coesione (espressa in termini di tensioni efficaci)
- σ' tensione litostatica effettiva a profondità $D+B/2$
- L luce delle singole travi di fondazione
- D profondità del piano di posa della fondazione a partire dal piano campagna
- B larghezza della trave di fondazione

Definito il meccanismo di rottura, il calcolo del carico limite viene eseguito modellando il terreno come un mezzo rigido perfettamente plastico con la seguente espressione:

$$q_{ult} = \gamma_1 \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot \Psi_q + c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot \Psi_c + \gamma_2 \cdot \frac{B}{2} \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot \Psi_\gamma \cdot r_\gamma.$$

Il significato dei termini presenti nella relazione trinomia sopra riportata è il seguente:

- N_q, N_c, N_γ , fattori adimensionali di portanza funzione dell'angolo d'attrito interno φ del terreno
- s_q, s_c, s_γ , coefficienti che rappresentano il fattore di forma

RELAZIONE GEOTECNICA

- d_q, d_c, d_γ , coefficienti che rappresentano il fattore dell'approfondimento
- i_q, i_c, i_γ , coefficienti che rappresentano il fattore di inclinazione del carico
- γ_1 peso per unità di volume del terreno sovrastante il piano di posa
- γ_2 peso per unità di volume del terreno sottostante il piano di posa

Per fondazioni aventi larghezza modesta si dimostra che il terzo termine non aumenta indefinitamente e per valori elevati di "B", sia secondo Vesic che secondo de Beer, il valore limite è prossimo a quello di una fondazione profonda. Bowles per fondazioni di larghezza maggiore di 2.00 metri propone il seguente fattore riduttivo:

$$r_\gamma = 1 - 0.25 \cdot \log_{10} \left(\frac{B}{2} \right) \quad \text{dove "B" va espresso in metri.}$$

Questa relazione risulta particolarmente utile per fondazioni larghe con rapporto D/B basso (platee e simili), caso nel quale il terzo termine dell'equazione trinomia è predominante.

Nel caso di carico eccentrico Meyerhof consiglia di ridurre le dimensioni della superficie di contatto (A_f) tra fondazione e terreno (B, L) in tutte le formule del calcolo del carico limite. Tale riduzione è espressa dalle seguenti relazioni:

$$B_{rid} = B - 2 \cdot e_B \quad L_{rid} = L - 2 \cdot e_L \quad \text{dove } e_B, e_L \text{ sono le eccentricità relative alle dimensioni in esame.}$$

L'equazione trinomia del carico limite può essere risolta secondo varie formulazioni, di seguito si riportano quelle che sono state implementate:

Formulazione di Hansen (1970)

$$N_q = t_g^2 \left(\frac{90^\circ + \varphi}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot t_g(\varphi)} \quad N_\gamma = 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot t_g(\varphi) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot ctg(\varphi)$$

- se $\varphi \neq 0$ si ha:

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot t_g(\varphi) \quad s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L} \quad s_c = 1 + \frac{N_q \cdot B}{N_c \cdot L}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot t_g(\varphi) \cdot (1 - \sin(\varphi))^2 \cdot \Theta \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$\text{dove: se } \frac{D}{B} \leq 1 \Rightarrow \Theta = \frac{D}{B}, \text{ se } \frac{D}{B} > 1 \Rightarrow \Theta = \arctg\left(\frac{D}{B}\right)$$

$$i_q = \left[1 - \frac{0.5 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\varphi)} \right]^{\alpha_1} \quad i_\gamma = \left[1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\varphi)} \right]^{\alpha_2} \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

- se $\varphi = 0$ si ha:

$$s_q = 1.0 \quad s_\gamma = 1.0 \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_q = 1.0 \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$i_q = 1.0 \quad i_\gamma = 1.0 \quad i_c = 0.5 \cdot \left(1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A_f \cdot c_a}} \right)$$

RELAZIONE GEOTECNICA

Formulazione di Vesic (1975)

$$N_q = tg^2 \left(\frac{90^\circ + \varphi}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot tg(\varphi)} \quad N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot tg(\varphi) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot ctg(\varphi)$$

- se $\varphi \neq 0$ si ha:

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot tg(\varphi) \quad s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L} \quad s_c = 1 + \frac{N_q \cdot B}{N_c \cdot L}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot tg(\varphi) \cdot (1 - sen(\varphi))^2 \cdot \Theta \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$\text{dove: se } \frac{D}{B} \leq 1 \Rightarrow \Theta = \frac{D}{B}, \text{ se } \frac{D}{B} > 1 \Rightarrow \Theta = arctg\left(\frac{D}{B}\right)$$

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\varphi)} \right]^m \quad i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\varphi)} \right]^{m+1} \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$\text{dove: } m = m_B = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}} \quad m = m_L = \frac{2 + \frac{L}{B}}{1 + \frac{L}{B}}$$

- se $\varphi = 0$ si ha:

$$s_q = 1.0 \quad s_\gamma = 1.0 \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_q = 1.0 \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$i_q = 1.0 \quad i_\gamma = 1.0 \quad i_c = 1 - \frac{m \cdot H}{A_f \cdot c_a \cdot N_c}$$

Formulazione di Brinch-Hansen

$$N_q = tg^2 \left(\frac{90^\circ + \varphi}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot tg(\varphi)} \quad N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot tg(\varphi) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot ctg(\varphi)$$

- se $\varphi \neq 0$ si ha:

$$s_q = 1 + 0.1 \cdot \frac{B \cdot (1 + sen(\varphi))}{L \cdot (1 - sen(\varphi))} \quad s_\gamma = 1 + 0.1 \cdot \frac{B \cdot (1 + sen(\varphi))}{L \cdot (1 - sen(\varphi))} \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B \cdot (1 + sen(\varphi))}{L \cdot (1 - sen(\varphi))}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot tg(\varphi) \cdot (1 - sen(\varphi))^2 \cdot \Theta \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot tg(\varphi)}$$

$$\text{dove: se } \frac{D}{B} \leq 1 \Rightarrow \Theta = \frac{D}{B}, \text{ se } \frac{D}{B} > 1 \Rightarrow \Theta = arctg\left(\frac{D}{B}\right)$$

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\varphi)} \right]^m \quad i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\varphi)} \right]^{m+1} \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$\text{dove: } m = m_B = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}} \quad m = m_L = \frac{2 + \frac{L}{B}}{1 + \frac{L}{B}}$$

RELAZIONE GEOTECNICA

- se $\varphi = 0$ si ha:

$$s_q = 1.0 \quad s_\gamma = 1.0 \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_q = 1.0 \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$i_q = 1.0 \quad i_\gamma = 1.0 \quad i_c = 1 - \frac{m \cdot H}{A_f \cdot c_a \cdot N_c}$$

Formulazione Eurocodice 7

$$N_q = \tan^2 \left(\frac{90^\circ + \varphi}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot \tan(\varphi)} \quad N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan(\varphi) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot \cotg(\varphi)$$

- se $\varphi \neq 0$ si ha:

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \tan(\varphi) \quad s_\gamma = 1 - 0.3 \cdot \frac{B}{L} \quad s_c = \frac{s_q \cdot (N_q - 1)}{N_q - 1}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan(\varphi) \cdot (1 - \tan(\varphi))^2 \cdot \Theta \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$\text{dove: se } \frac{D}{B} \leq 1 \Rightarrow \Theta = \frac{D}{B}, \text{ se } \frac{D}{B} > 1 \Rightarrow \Theta = \arctg\left(\frac{D}{B}\right)$$

- se H è parallela al lato B si ha:

$$i_q = \left[1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \cotg(\varphi)} \right]^3 \quad i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \cotg(\varphi)} \right]^3 \quad i_c = \frac{i_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$$

- se H è parallela al lato L si ha:

$$i_q = 1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \cotg(\varphi)} \quad i_\gamma = 1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \cotg(\varphi)} \quad i_c = \frac{i_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$$

- se $\varphi = 0$ si ha:

$$s_q = 1.0 \quad s_\gamma = 1.0 \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_q = 1.0 \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$i_q = 1.0 \quad i_\gamma = 1.0 \quad i_c = 0.5 \cdot \left(1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A_f \cdot c_a}} \right)$$

Si ricorda che per le relazioni sopra riportate nel caso in cui $\varphi = 0 \Rightarrow N_q = 1.0, N_\gamma = 1.0$ e $N_c = 2 + \pi$.

Il significato dei termini presenti nelle relazioni su descritte è il seguente:

- V componente verticale del carico agente sulla fondazione
- H componente orizzontale del carico agente sulla fondazione (sia lungo B che lungo L)
- c_a adesione fondazione-terreno (valore variabile tra il 60% e 100% della coesione)
- α_1, α_2 esponenti di potenza che variano tra 2 e 5

Nel caso in cui il cuneo di fondazione sia interessato da falda idrica il valore di γ_2 nella formula

01	Emissione	GC	EC	EC	Elaborato	Pagina
ED.	DESCRIZIONE	Eseguito	Controllato	Approvato	22070E-R-02	13/21

RELAZIONE GEOTECNICA

trinomia assume la seguente espressione:

$$\gamma_2 = \frac{\gamma \cdot z + \gamma_{sat} \cdot (h_c - z)}{h_c} \quad h_c = \frac{B}{2} \cdot \tan\left(\frac{90 + \varphi}{2}\right)$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- γ peso per unità di volume del terreno sottostante il piano di posa
- γ_{sat} peso per unità di volume saturo del terreno sottostante il piano di posa
- z profondità della falda dal piano di posa
- h_c altezza del cuneo di rottura della fondazione

Tutto ciò che è stato detto sopra è valido nell'ipotesi di terreno con caratteristiche geotecniche omogenee. Nella realtà i terreni costituenti il piano di posa delle fondazioni sono quasi sempre composti, o comunque riconducibili, a formazioni di terreno omogenee di spessore variabile che si sovrappongono (caso di terreni stratificati). In queste condizioni i parametri vengono determinati con la seguente procedura:

- viene determinata l'altezza del cuneo di rottura in funzione delle caratteristiche geotecniche degli strati attraversati; quindi si determina il numero degli strati interessati da esso
- in corrispondenza di ogni superficie di separazione, partendo da quella immediatamente sottostante il piano di posa della fondazione, fino a raggiungere l'altezza del cuneo di rottura, viene determinata la capacità portante di ogni singolo strato come somma di due valori: il primo dato dall'applicazione della formula trinomia alla quota i -esima dello strato; il secondo dato dalla resistenza al punzonamento del terreno sovrastante lo strato in esame
- il minimo di questi due valori sarà assunto come valore massimo della capacità portante della fondazione stratificata

Si può formulare il procedimento anche in forma analitica:

$$q'_{ult} = [q''_{ult} + q_{resT}]_{\min} = \left[q''_{ult} + \frac{p}{A_f} (P_V \cdot K_s \cdot \tan(\varphi) + d \cdot c) \right]_{\min}$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- q''_{ult} carico limite per un'ipotetica fondazione posta alla quota dello strato interessato
- p perimetro della fondazione
- P_V spinta verticale del terreno dal piano di posa allo strato interessato
- K_s coefficiente di spinta laterale del terreno
- d distanza dal piano di posa allo strato interessato

VERIFICA A ROTTURA PER SCORRIMENTO DI FONDAZIONI SUPERFICIALI

Se il carico applicato alla base della fondazione non è normale alla stessa bisogna effettuare anche una verifica per rottura a scorrimento. Rispetto al collasso per scorrimento la resistenza offerta dal sistema fondale viene valutata come somma di due componenti: la prima derivante dall'attrito fondazione-terreno, la seconda derivante dall'adesione. In generale, oltre a queste due componenti,

01	Emissione	GC	EC	EC	Elaborato	Pagina
ED.	DESCRIZIONE	Eseguito	Controllato	Approvato	22070E-R-02	14/21

RELAZIONE GEOTECNICA

può essere tenuto in conto anche l'effetto della spinta passiva del terreno di ricoprimento esercita sulla fondazione fino ad un massimo del 30%. La formulazione analitica della verifica può essere esposta nel seguente modo:

$$T_{Sd} \leq T_{Rd} = N_{Sd} \cdot \tan(\delta) + A_f \cdot c_a + S_p \cdot f_{Sp}$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- T_{Sd} componente orizzontale del carico agente sulla fondazione (sia lungo B che lungo L)
- N_{Sd} componente verticale del carico agente sulla fondazione
- c_a adesione fondazione-terreno (valore variabile tra il 60% e 100% della coesione)
- δ angolo d'attrito fondazione-terreno (valore variabile tra il 60% e 100% della coesione)
- S_p spinta passiva del terreno di ricoprimento della fondazione
- f_{Sp} percentuale di partecipazione della spinta passiva
- A_f superficie di contatto del piano di posa della fondazione

La verifica deve essere effettuata sia per componenti taglianti parallele alla base della fondazione che per quelle ortogonali.

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI INDOTTE NEL TERRENO

Ai fini del calcolo dei cedimenti è essenziale conoscere lo stato tensionale indotto nel terreno a varie profondità da un carico applicato in superficie. Tale determinazione viene eseguita ipotizzando che il terreno si comporti come un mezzo continuo, elastico-lineare, omogeneo e isotopo. Tale assunzione, utilizzata per la determinazione della variazione delle tensioni verticali dovuta all'applicazione di un carico in superficie, è confortata dalla letteratura (Morgenstern e Phukan) perché la non linearità del materiale poco influenza la distribuzione delle tensioni verticali. Per ottenere un profilo verticale di pressioni si possono utilizzare tre metodi di calcolo: quello di Boussinesq, quello di Westergaard oppure quello di Mindlin; tutti basati sulla teoria del continuo elastico. Il metodo di Westergaard differisce da quello di Boussinesq per la presenza del coefficiente di Poisson "ν", quindi si adatta meglio ai terreni stratificati. Il metodo di Mindlin differisce dai primi due per la possibilità di posizionare il carico all'interno del continuo elastico mentre i primi due lo pongono esclusivamente sulla frontiera quindi si presta meglio al caso di fondazioni molto profonde. Nel caso di fondazioni poste sulla frontiera del continuo elastico il metodo di Mindlin risulta equivalente a quello di Boussinesq. Le espressioni analitiche dei tre metodi di calcolo sono:

$$\text{Boussinesq} \Rightarrow \Delta \sigma_v = \frac{3 \cdot Q \cdot z^3}{2 \cdot \pi \cdot (r^2 + z^2)^{\frac{5}{2}}} \quad \text{Westergaard} \Rightarrow \Delta \sigma_v = \frac{Q}{2 \cdot \pi \cdot z^2} \cdot \frac{\sqrt{\frac{1-2 \cdot \nu}{2-2 \cdot \nu}}}{\left(\frac{1-2 \cdot \nu}{2-2 \cdot \nu} + \frac{r^2}{z^2} \right)^{\frac{3}{2}}}$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- Q carico puntiforme applicato sulla frontiera del mezzo

					Elaborato	Pagina
01	Emissione	GC	EC	EC	22070E-R-02	15/21
ED.	DESCRIZIONE	Eseguito	Controllato	Approvato		

RELAZIONE GEOTECNICA

- r proiezione orizzontale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame
- z proiezione verticale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame

$$\text{Mindlin} \Rightarrow \Delta\sigma_v = \frac{Q}{8 \cdot \pi \cdot (1-\nu) \cdot D^2} \left(-\frac{(1-2 \cdot \nu) \cdot (m-1)}{A^3} + \frac{(1-2 \cdot \nu) \cdot (m-1)}{B^3} - \frac{3 \cdot (m-1)^3}{A^5} - \frac{30 \cdot m \cdot (m+1)^3}{B^7} - \frac{3 \cdot (3-4 \cdot \nu) \cdot m \cdot (m+1)^2 - 3 \cdot (m+1) \cdot (5 \cdot m-1)}{B^5} \right)$$

$$n = \frac{r}{D}; \quad m = \frac{z}{D}; \quad A^2 = n^2 + (m-1)^2; \quad B^2 = n^2 + (m+1)^2$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- Q carico puntiforme applicato sulla frontiera o all'interno del mezzo
- D proiezione verticale della distanza del punto di applicazione del carico dalla frontiera del mezzo
- r proiezione orizzontale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame
- z proiezione verticale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame

Basandosi sulle ben note equazioni ricavate per un carico puntiforme, l'algoritmo implementato esegue un'integrazione delle equazioni di cui sopra lungo la verticale di ogni punto notevole degli elementi fondali estesa a tutte le aree di carico presenti sulla superficie del terreno; questo consente di determinare la variazione dello stato tensionale verticale " $\Delta\sigma_v$ ". Bisogna sottolineare che, nel caso di pressione, " Q " va definito come "pressione netta", ossia la pressione in eccesso rispetto a quella geostatica esistente che può essere sopportata con sicurezza alla profondità " D " del piano di posa delle fondazioni. Questo perché i cedimenti sono causati solo da incrementi netti di pressione che si aggiungono all'esistente pressione geostatica.

CALCOLO DEI CEDIMENTI DELLA FONDAZIONE

La determinazione dei cedimenti delle fondazioni assume una rilevanza notevole per il manufatto da realizzarsi, in special modo nella fase di esercizio. Nell'evolversi della fase di cedimento il terreno passa da uno stato di sforzo corrente dovuto al peso proprio ad uno nuovo dovuto all'effetto del carico addizionale applicato. Questa variazione dello stato tensionale produce una serie di movimenti di rotolamento e scorrimento relativo tra i granuli del terreno, nonché deformazioni elastiche e rotture delle particelle costituenti il mezzo localizzate in una limitata zona d'influenza a ridosso dell'area di carico. L'insieme di questi fenomeni costituisce il cedimento che nel caso in esame è verticale. Nonostante la frazione elastica sia modesta, l'esperienza ha dimostrato che ai fini del calcolo dei cedimenti modellare il terreno come materiale pseudoelastico permette di ottenere risultati soddisfacenti. In letteratura sono descritti diversi metodi per il calcolo dei cedimenti ma si ricorda che, qualunque sia il metodo di calcolo, la determinazione del valore del cedimento deve intendersi come la miglior stima delle deformazioni subite dal terreno da attendersi all'applicazione dei carichi. Nel seguito vengono descritte le teorie implementate:

01	Emissione	GC	EC	EC	Elaborato	Pagina
ED.	DESCRIZIONE	Eseguito	Controllato	Approvato	22070E-R-02	16/21

RELAZIONE GEOTECNICA

Metodo edometrico, che si basa sulla nota relazione:

$$w_{ed} = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta\sigma_{v,i}}{E_{ed,i}} \cdot \Delta z_i$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- $\Delta\sigma_{v,i}$ variazione dello stato tensionale verticale alla profondità " z_i " dello strato i-esimo per l'applicazione del carico
- $E_{ed,i}$ modulo edometrico del terreno relativo allo strato i-esimo
- Δz_i spessore dello strato i-esimo

Si ricorda che questo metodo si basa sull'ipotesi edometrica quindi l'accuratezza del risultato è maggiore quando il rapporto tra lo spessore dello strato deformabile e la dimensione in pianta delle fondazioni è ridotto, tuttavia il metodo edometrico consente una buona approssimazione anche nel caso di strati deformabili di spessore notevole.

Metodo dell'elasticità, che si basa sulle note relazioni:

$$w_{Imp.} = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta\sigma_{v,i}}{E_i} \cdot \Delta z_i \quad w_{Lib.} = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta\sigma_{v,i}}{E_i} \cdot \frac{1-2 \cdot \nu^2}{1-\nu} \cdot \Delta z_i$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- $w_{Imp.}$ cedimento in condizioni di deformazione laterale impedita
- $w_{Lib.}$ cedimento in condizioni di deformazione laterale libera
- $\Delta\sigma_{v,i}$ variazione stato tensionale verticale alla profondità " z_i " dello strato i-esimo per l'applicazione del carico
- E_i modulo elastico del terreno relativo allo strato i-esimo
- Δz_i spessore dello strato i-esimo

La doppia formulazione adottata consente di ottenere un intervallo di valori del cedimento elastico per la fondazione in esame (valore minimo per $w_{Imp.}$ e valore massimo per $w_{Lib.}$).

RELAZIONE GEOTECNICA

1.6 RISULTATI ANALISI E VERIFICHE

Si riporta di seguito una sintesi delle verifiche GEO effettuate.

In tutti i casi analizzati $R_d / \gamma_R > E_d$, quindi le verifiche risultano soddisfatte.

1.6.1 VERIFICA DELLA CAPACITA' PORTANTE

Ai fini della verifica di capacità portante delle travi rovesce (Chalet) e dei cordoli di fondazione (pergolato), tenendo conto della profondità del piano di posa, sono state prese in considerazione le caratteristiche meccaniche del terreno. Di seguito si riportano i risultati agli SLU.

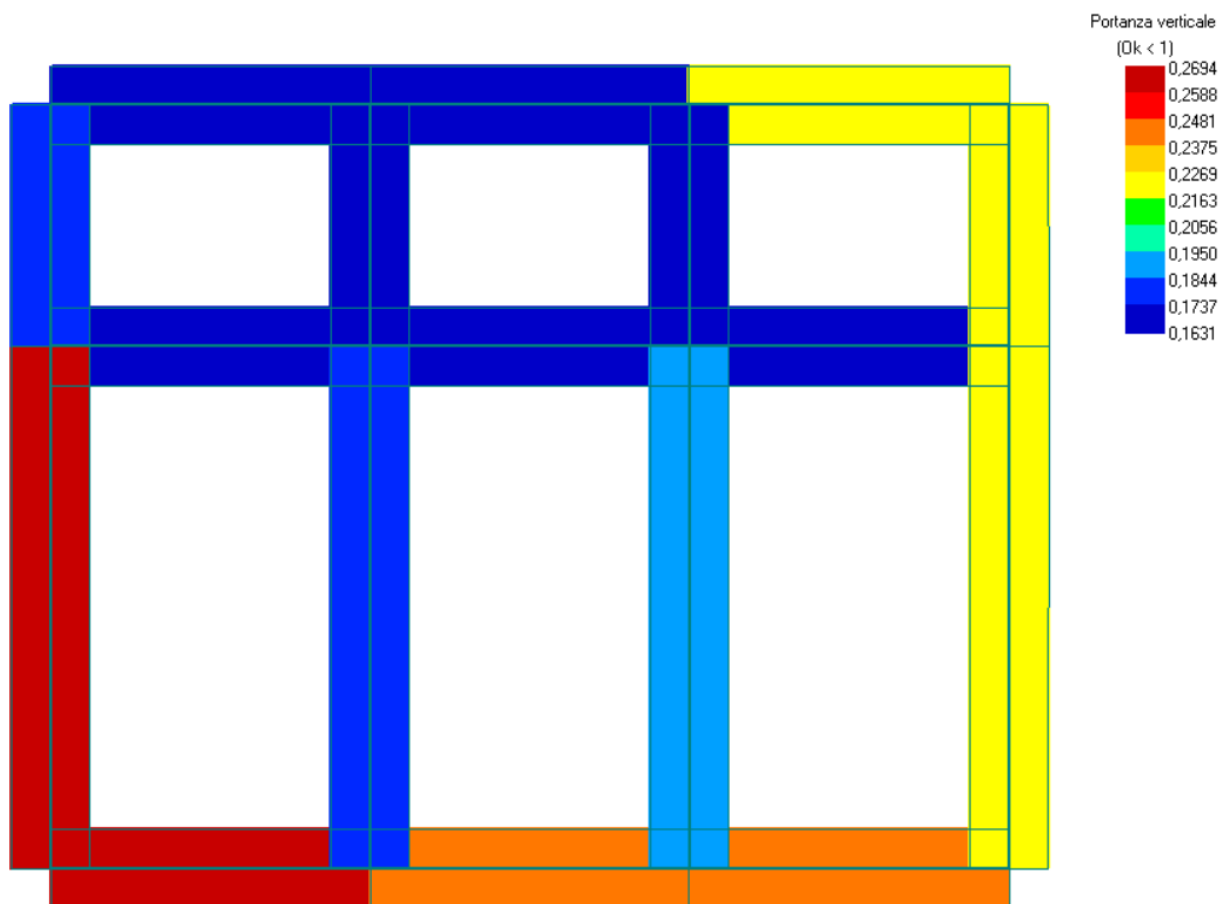


Figura 1 - Mappa della verifica di capacità portante delle travi di fondazione dello chalet (comb. SLU n. 58)

RELAZIONE GEOTECNICA

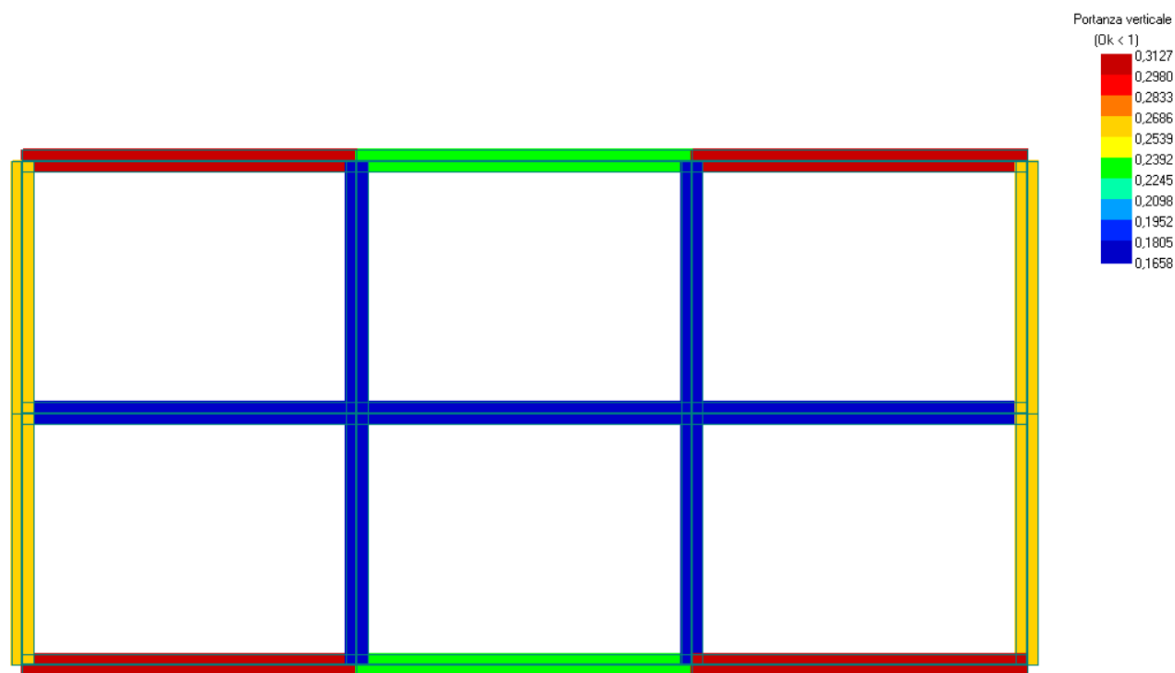


Figura 2 - Mappa della verifica di capacità portante dei cordoli di fondazione del pergolato (comb. SLU n. 13)

Capacità portante SLU (CHALET)	
Pressione massima sul terreno $Q_{\max,SLU}$ [kg/cm ²]	0,3591
Carico limite di fondazioni superficiali su terreni Q_{lim} [kg/cm ²]	1,3331
Tasso di sfruttamento in condizioni drenate	0,269

Capacità portante SLU (PERGOLATO)	
Pressione massima sul terreno $Q_{\max,SLU}$ [kg/cm ²]	0,1804
Carico limite di fondazioni superficiali su terreni Q_{lim} [kg/cm ²]	0,5776
Tasso di sfruttamento in condizioni drenate	0,31

Si evidenzia che le verifiche di portanza sono soddisfatte con tassi di sfruttamento pari al 30% per lo Chalet e al 31% per il pergolato. Anche la verifica di scorrimento risulta soddisfatta con un tasso di sfruttamento pari al 64,4% per lo Chalet e al 60% per il pergolato.

RELAZIONE GEOTECNICA

1.6.2 VERIFICA DEI CEDIMENTI

La valutazione dei cedimenti differenziali è stata condotta analiticamente supponendo cedimenti differenziali nel tempo, calcolati con il metodo edometrico, i cui valori sono stati rappresentati di seguito mediante grafici a colori.

È stato quindi eseguito un confronto dei valori di abbassamento del terreno calcolati analiticamente con i limiti di letteratura (in termini di cedimento assoluto e relativo), che ha permesso di ritenere soddisfatta la verifica nelle condizioni di esercizio.

Cedimenti edometrici (Chalet):

- Cedimento minimo = 0,0893 cm
- Cedimento massimo = 0,0439 cm

Cedimenti edometrici (pergolato):

- Cedimento minimo = 0,0137 cm
- Cedimento massimo = 0,0089 cm

I cedimenti sono di modestissima entità, pertanto si ritengono compatibili con i requisiti prestazionali richiesti dalle strutture in elevazione.

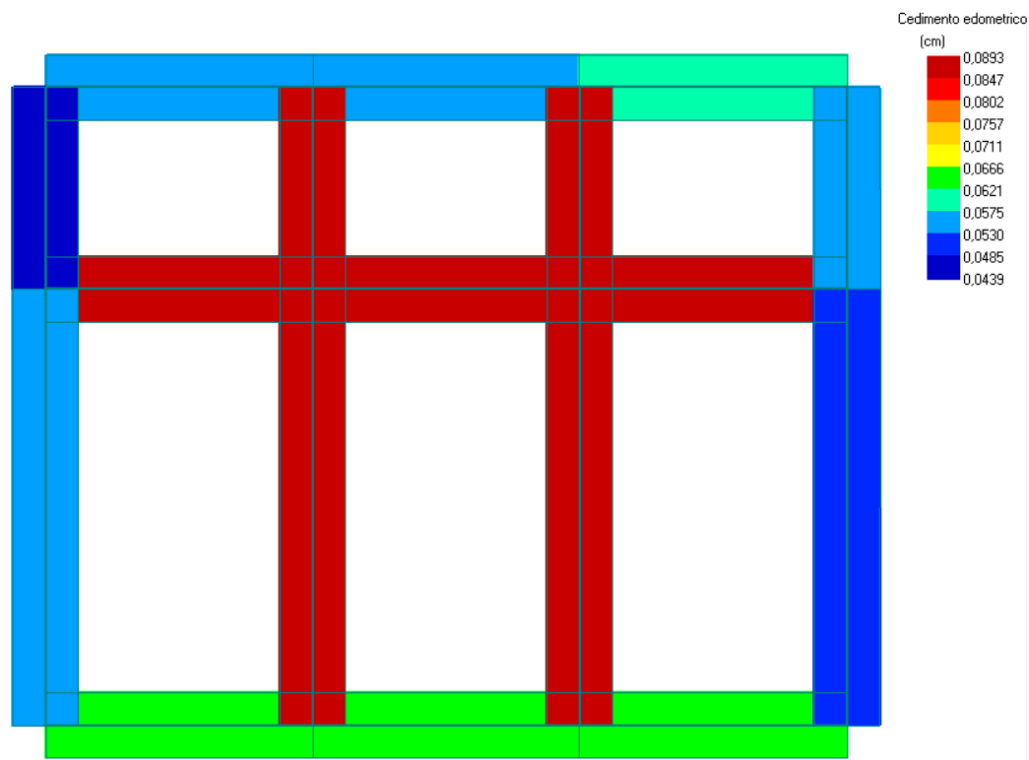


Figura 3 - Mapa dei cedimenti delle travi rovesce dello Chalet (comb. SLE n. 218)

RELAZIONE GEOTECNICA

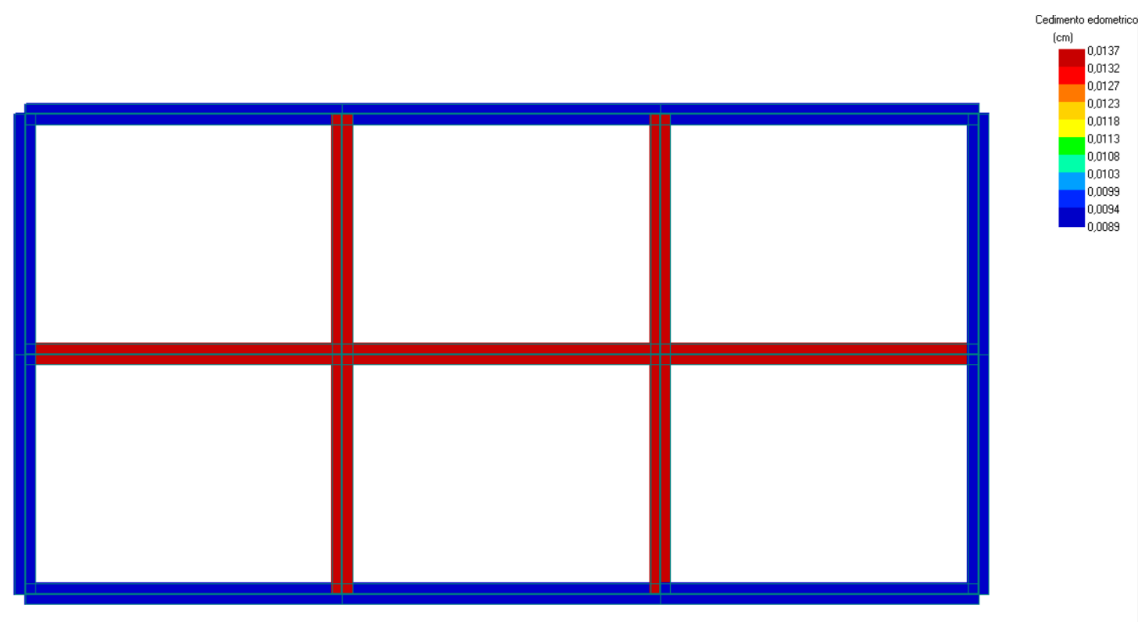


Figura 4 - Mappa dei cedimenti dei cordoli di fondazione del pergolato (comb. SLE n. 80)