

COMUNE DI BERBENNO DI VALTELLINA
PROVINCIA DI SONDRIO



1	Ottobre 2022	Aggiornamento interventi adeguamento sismico	Ing. Ivan Filippini	Ing. Ivan Filippini	Ing. Ivan Filippini
0	Maggio 2021	Emissione	Ing. Ivan Filippini	Ing. Ivan Filippini	Ing. Ivan Filippini
REV.	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

PROPRIETA' /
/COMMITTENTE : COMUNE DI BERBENNO DI VALTELLINA
Piazza Municipio n° 1 - 23010 Berbenno di Valtellina (SO)
P. IVA e c.f. 00109690149
Tel. +39 0342 492108 Pec: comune.berbennodivaltellina@pec.regione.lombardia.it

TITOLO :
RELAZIONE GEOTECNICA E DELLE FONDAZIONI

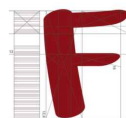
SCALA :

PROGETTO :
**PROGETTAZIONE ESECUTIVA PER I LAVORI DI MESSA IN
SICUREZZA ED ADEGUAMENTO SISMICO DELLA SCUOLA
DELL'INFANZIA DI SAN PIETRO - BERBENNO DI VALTELLINA (SO)
CODICE INTERVENTO CUP. G78J18000050001**

TAVOLA :

R 5

PROGETTISTA :



STUDIO DI
INGEGNERIA
FILIPPINI
PROGETTAZIONE
E CALCOLI
STRUTTURALI

Dott. Ing. IVAN FILIPPINI
Via Aldo Moro n° 24 - 23100 Sondrio (SO)
P. IVA 00938990140 c.f. FLP VNI 83L07 L175U
Email: ivanfilippini@ifstudio.it Pec : ivan.filippini@ingpec.eu
Tel. +39 0342.511224 Cell. +39 3397515190

INDICE

1	DESCRIZIONE GENERALE	3
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	5
3	INDAGINI IN SITU E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE	6
4	DESCRIZIONE ANALISI DI VERIFICA	7
4.1	CARICO LIMITE DI FONDAZIONE SUPERFICIALE SU TERRENI	7
4.2	VERIFICA A ROTTURA PER SCORRIMENTO DI FONDAZIONI SUPERFICIALI	13
4.3	DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI INDOTTE NEL TERRENO	14
4.4	CALCOLO DEI CEDIMENTI DELLA FONDAZIONE	15
4.5	SIMBOLOGIA ADOTTATA NEI TABULATI DI CALCOLO	17
4.5.1	Dati di carico degli elementi costituenti le fondazioni superficiali	18
4.5.2	Valori di calcolo della portanza per fondazioni superficiali	19
4.5.3	Valori di calcolo dei cedimenti per fondazioni superficiali	20
5	PARAMETRI DI CALCOLO	21
6	ARCHIVIO STRATIGRAFIE E TERRENI	23
6.1	ARCHIVIO STRATIGRAFIE	23
6.2	ARCHIVIO TERRENI	23
7	VALORI DI CALCOLO DELLA PORTANZA E DEI CEDIMENTI PER FONDAZIONI SUPERFICIALI	24
7.1	TABELLA VERIFICHE ELEMENTI TRAVE.....	24
7.2	DIAGRAMMA VERIFICA PORTANZA	30
7.3	DIAGRAMMA PRESSIONE TERRENO	32

1 DESCRIZIONE GENERALE

Dalle tavole grafiche recuperate nell'ufficio tecnico del comune si è constatato la presenza di un cordolo di fondazione sotto il piano terra di dimensioni 100x50 cm.

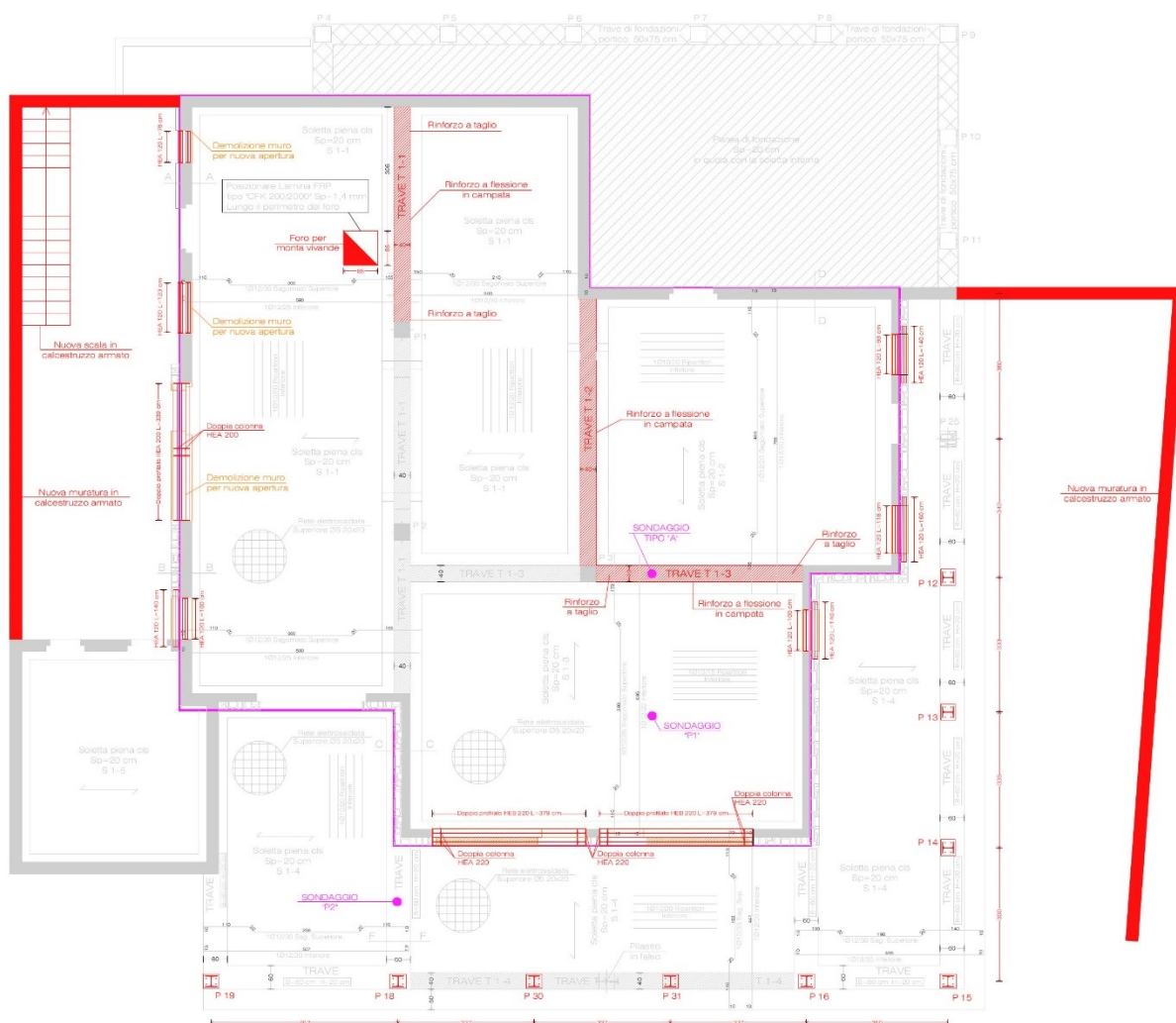
In seguito alla progettazione esecutiva relativa alla messa in sicurezza e all'adeguamento sismico del fabbricato è necessario realizzare un nuovo cordolo di fondazione di dimensioni 100x50 cm in corrispondenza dell'appoggio dei nuovi pilastri in carpenteria P 30 e P 31.

Infine è necessario realizzare anche la fondazione sia del nuovo muro di sostegno della rampa di accesso con un cordolo di sezione 80x50 cm, che del muro di contenimento lato Ovest con una fondazione dimensioni 100x50 cm.

Come meglio specificato nella relazione generale dell'intervento Tav. R1, le nuove fondazioni lato Est e lato Ovest da realizzare alla base della muratura di elevazione verranno finanziate con un secondo lotto, quindi tali attività sono state estrapolate dal presente aggiornamento del progetto esecutivo.



Al piano rialzato invece è presente un cordolo di fondazione di dimensioni 50x75 cm collegato con una platea di fondazione spessore 20 cm, necessario per sostenere la copertura del porticato presente all'ingresso del fabbricato.



2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

In quanto di seguito riportato viene fatto esplicito riferimento alle seguenti Normative:

- LEGGE n° 64 del 02/02/1974. "Provvedimenti per le costruzioni, con particolari prescrizioni per le zone sismiche.";
- 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.";
- D.M. LL.PP. del 16/01/1996. "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche.";
- Circolare Ministeriale LL.PP. n° 65/AA.GG. del 10/04/1997. "Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M. 16/01/1996.";
- Euro codice 1 - Parte 1 - "Basi di calcolo ed azioni sulle strutture - Basi di calcolo -.";
- Euro codice 7 - Parte 1 - "Progettazione geotecnica - Regole generali -.";
- Euro codice 8 - Parte 5 - "Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici -.";
- D.M. 17/01/2018 - NUOVE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI
- Circolare n. 7 del 21/01/2019

3 INDAGINI IN SITU E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE

La finalità della presente relazione è quella di definire il comportamento meccanico del volume di terreno (volume significativo) influenzato direttamente o indirettamente dalla costruzione di un manufatto e che a sua volta influenza il comportamento strutturale del manufatto stesso. Di seguito si illustrano i risultati delle indagini geologiche eseguite, nonché l'interpretazione dei risultati ottenuti. Dal quadro generale in tal modo scaturito si definiscono le caratteristiche della fondazione da adottare ed il modello da utilizzare per le elaborazioni relative alla interazione sovrastruttura-fondazione e fondazione-terreno. Le caratteristiche dei terreni di fondazioni sono state ricavate dalla relazione geologico sismica redatta dal Dott. Geol. Michele Sceresini con studio in Via Lungo Mallero Diaz n° 53 – 23100 Sondrio (SO).

Le caratteristiche geotecniche medie attribuibili ai terreni in esame sono state estrapolate dai risultati della prova penetrometrica effettuata.

Strato n° (m da P.C.)	N20 (medio)	N1 ¹	Peso di volume (γ_n) kN/m ³	coesione (c') kN/m ²	$\phi'(^{\circ})$ ²	E _{cv} (MPa) ³
1 (0.0-1.2 m)	3	4	18	0	25	3
2 (1.2-2.4 m)	7	9	19	0	29	4
3 (2.4-3.4 m)	12	14	20	0	34	28
4 (3.4-4.4 m)	18	20	21	0	36	32

¹ Skempton (1986), Liao e Whitman (1986)

² Schmertmann (1977), Meyerhof (1965)

³ Bowles, D'Apollonia (1970)

4 DESCRIZIONE ANALISI DI VERIFICA

4.1 CARICO LIMITE DI FONDAZIONE SUPERFICIALE 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 la fondazione 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:

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

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" i quali 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 :

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

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

- 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
- 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 (Af) 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)

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

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

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

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

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

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

- se $\varphi = 0$ si ha:

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

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

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

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:

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

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

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

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

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

- se $\varphi = 0$ si ha:

$$\begin{aligned} s_q &= 1.0 & s_\gamma &= 1.0 & s_c &= 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L} \\ d_q &= 1.0 & d_\gamma &= 1.0 & d_c &= 1 + 0.4 \cdot \Theta \\ i_q &= 1.0 & i_\gamma &= 1.0 & i_c &= 1 - \frac{m \cdot H}{A_f \cdot c_a \cdot N_c} \end{aligned}$$

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:

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

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

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

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

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

- se $\varphi = 0$ si ha:

$$\begin{aligned} s_q &= 1.0 & s_\gamma &= 1.0 & s_c &= 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L} \\ d_q &= 1.0 & d_\gamma &= 1.0 & d_c &= 1 + 0.4 \cdot \Theta \\ i_q &= 1.0 & i_\gamma &= 1.0 & i_c &= 1 - \frac{m \cdot H}{A_f \cdot c_a \cdot N_c} \end{aligned}$$

Formulazione Euro codice 7

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

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

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

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

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

- se H è parallela al lato B si ha:

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

- se H è parallela al lato L si ha:

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

- se $\varphi = 0$ si ha:

$$\begin{aligned} s_q &= 1.0 & s_\gamma &= 1.0 & s_c &= 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L} \\ d_q &= 1.0 & d_\gamma &= 1.0 & d_c &= 1 + 0.4 \cdot \Theta \\ i_q &= 1.0 & i_\gamma &= 1.0 & i_c &= 0.5 \cdot \left(1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A_f \cdot c_a}}\right) \end{aligned}$$

Si ricorda che per le relazioni sopra riportate nel caso in cui $\phi = 0 \Rightarrow N_q = 1.0$, $N_\gamma = 1.0$ 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)
- ca 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 trinomia assume la seguente espressione:

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

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
- hc 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:

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

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

4.2 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, 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.

4.3 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 "u", 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
- 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.

4.4 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:

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 "zi" 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 "zi" 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 $w_{Lib.}$).

4.5 SIMBOLOGIA ADOTTATA NEI TABULATI DI CALCOLO

Per maggior chiarezza nella lettura dei tabulati di calcolo viene riportata la descrizione dei simboli principali utilizzati nella stesura degli stessi. Per comodità di lettura la legenda è suddivisa in paragrafi con la stessa modalità in cui sono stampati i tabulati di calcolo.

Dati geometrici degli elementi costituenti le fondazioni superficiali

- per tipologie travi e plinti superficiali:
 - Indice Strat. indice della stratigrafia associata all'elemento
 - Prof. Fon. profondità del piano di posa dell'elemento a partire dal piano campagna
 - Base larghezza della sezione trasversale dell'elemento
 - Altezza altezza della sezione trasversale dell'elemento
 - Lung. Elem. dimensione dello sviluppo longitudinale dell'elemento
 - Lung. Travata nel caso l'elemento appartenga ad un macroelemento, rappresenta la dimensione dello sviluppo longitudinale del macroelemento
- per tipologia platea:
 - Indice Strat. indice della stratigrafia associata all'elemento
 - Prof. Fon. profondità del piano di posa dell'elemento dal piano campagna
 - Dia. Eq. diametro del cerchio equivalente alla superficie dell'elemento
 - Spessore spessore dell'elemento
 - Superficie superficie dell'elemento
 - Vert. Elem. Numero dei vertici che costituiscono l'elemento
 - Macro nel caso l'elemento appartenga ad un macroelemento, rappresenta il numero del macroelemento

Nel caso si avesse scelto di determinare la portanza anche per gli elementi platea è presente un'ulteriore riga nella quale sono riportate le caratteristiche geometriche del plinto equivalente alla macro/platea in esame.

4.5.1 Dati di carico degli elementi costituenti le fondazioni superficiali

Per tipologie travi e plinti superficiali:

- Cmb numero della combinazione di carico
- Tipologia tipologia della combinazione di carico
- Sismica flag per l'applicazione della riduzione sismica alle caratteristiche meccaniche del terreno di fondazione per la combinazione di carico in esame
- Ecc. B eccentricità del carico normale agente sul piano di fondazione in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento
- Ecc. L eccentricità del carico normale agente sul piano di fondazione in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento
- S.Taglio B sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento
- S.Taglio L sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento
- S.Normale carico normale agente sul piano di fondazione
- T.T.min minimo valore della distribuzione tensionale di contatto tra terreno ed elemento fondale
- T.T.max massimo valore della distribuzione tensionale di contatto tra terreno ed elemento fondale

Per tipologia platea:

- Cmb numero della combinazione di carico
- Tipologia tipologia della combinazione di carico
- Sismica flag per l'applicazione della riduzione sismica alle caratteristiche meccaniche del terreno di fondazione per la combinazione di carico in esame
- Press. N1 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 1 dell'elemento
- Press. N2 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 2 dell'elemento
- Press. N3 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 3 dell'elemento
- Press. N4 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 4 dell'elemento
- S.Taglio X sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela all'asse X del riferimento globale

- S.Taglio Y sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela all'asse Y del riferimento globale

Nel caso si avesse scelto di determinare la portanza anche per gli elementi platea è presente un'ulteriore riga nella quale sono riportate le macro azioni (integrale delle azioni applicate sui singoli elementi che compongono la platea) agenti sul plinto equivalente alla macro/platea in esame.

4.5.2 Valori di calcolo della portanza per fondazioni superficiali

- Cmb numero della combinazione di carico
- Qlim capacità portante totale data dalla somma di Qlim q, Qlim g, Qlim c e di Qres P (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla portanza ammissibile)
- Qlim q termine relativo al sovraccarico della formula trinomia per il calcolo della capacità portante (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)
- Qlim g termine relativo alla larghezza della base di fondazione della formula trinomia per il calcolo della capacità portante (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)
- Qlim c termine relativo alla coesione della formula trinomia per il calcolo della capacità portante (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)
- Qres P termine relativo alla resistenza al punzonamento del terreno sovrastante lo strato di rottura. Diverso da zero solo nel caso di terreni stratificati dove lo strato di rottura è diverso dal primo (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)
- Qmax / Qlim rapporto tra il massimo valore della distribuzione tensionale di contatto tra terreno ed elemento fondale ed il valore della capacità portante (verifica positiva se il rapporto è < 1.0).
- TBlim valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento

- $TB / TBlim$ rapporto tra lo sforzo di taglio agente ed il valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento (verifica positiva se il rapporto è < 1.0)
- $Tlim$ valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento
- $TL / TLim$ rapporto tra lo sforzo di taglio agente ed il valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento (verifica positiva se il rapporto è < 1.0)
- $Sgm. Lt.$ tensione litostatica agente alla quota del piano di posa dell'elemento fondale

Nel caso si avesse scelto di determinare la portanza anche per gli elementi platea è presente un'ulteriore riga nella quale sono riportate le verifiche di portanza del plinto equivalente alla macro/platea in esame.

4.5.3 Valori di calcolo dei cedimenti per fondazioni superficiali

- Cmb numero della combinazione di carico e tipologia
- $Nodo$ vertice dell'elemento in cui viene calcolato il cedimento
- $Car. Netto$ valore del carico netto applicato sulla superficie del terreno
- $Cedimento/i$ valore del cedimento (nel caso di calcolo di cedimenti elastici i valori riportati sono due, il primo corrisponde al cedimento $w_{Imp.}$, mentre il secondo al cedimento $w_{Lib.}$)

5 PARAMETRI DI CALCOLO

Metodi di calcolo della portanza per fondazioni superficiali:

- Per terreni sciolti: Vesic
- Per terreni lapidei: Terzaghi

Fattori utilizzati per il calcolo della portanza per fondazioni superficiali :

- Riduzione dimensioni per eccentricità: si
- Fattori di forma della fondazione: si
- Fattori di profondità del piano di posa: si
- Fattori di inclinazione del carico: si
- Fattori di punzonamento (Vesic): si
- Fattore riduzione effetto piastra (Bowles): si
- Fattore di riduzione dimensione Base equivalente platea: 20,0 %
- Fattore di riduzione dimensione Lunghezza equivalente platea: 20,0 %

Coefficienti parziali di sicurezza per Tensioni Ammissibili, SLE nel calcolo della portanza per fondazioni superficiali:

- Coeff. parziale di sicurezza F_c (statico): 2,50
- Coeff. parziale di sicurezza F_q (statico): 2,50
- Coeff. parziale di sicurezza F_g (statico): 2,50
- Coeff. parziale di sicurezza F_c (sismico): 3,00
- Coeff. parziale di sicurezza F_q (sismico): 3,00
- Coeff. parziale di sicurezza F_g (sismico): 3,00

Combinazioni di carico:**APPROCCIO PROGETTUALE TIPO 2 - Comb. (A1+M1+R3)**

Coefficienti parziali di sicurezza per SLU nel calcolo della portanza per fondazioni superficiali :

I coeff. A1 risultano combinati secondo lo schema presente nella relazione di calcolo della struttura.

- Coeff. M1 per $\tan \phi$ (statico): 1
- Coeff. M1 per c' (statico): 1
- Coeff. M1 per C_u (statico): 1
- Coeff. M1 per $\tan \phi$ (sismico): 1
- Coeff. M1 per c' (sismico): 1
- Coeff. M1 per C_u (sismico): 1

- Coeff. R3 capacità portante (statico e sismico): 2,30

- Coeff. R3 scorrimento (statico e sismico): 1,10

Parametri per la verifica a scorrimento delle fondazioni superficiali:

- Fattore per l'adesione ($6 < Ca < 10$): 8
- Fattore per attrito terreno-fondazione ($5 < \Delta < 10$): 7
- Frazione di spinta passiva f_{Sp} : 50,00 %
- Coeff. resistenza sulle sup. laterali: 1,30

Metodi e parametri per il calcolo dei cedimenti delle fondazioni superficiali:

- Metodo di calcolo tensioni superficiali: Boussinesq
- Modalità d'interferenza dei bulbi tensionali: Boussinesq
- Metodo di calcolo dei cedimenti del terreno: cedimenti edometrici

6 ARCHIVIO STRATIGRAFIE E TERRENI

6.1 ARCHIVIO STRATIGRAFIE

Indice / Descrizione: 001 / Nuova stratigrafia n. 1

Numero strati: 4

A favore di sicurezza si considera solamente il primo strato di terreno trascurando la roccia sottostante.

Strato n.	Quota di riferimento	Spessore	Indice / Descrizione terreno
1	da 0,0 a -450,0 cm	450,0 cm	001 / Ghiaia e sabbia sciolta - STRATO 1
2	da -450,0 a -570,0 cm	120,0 cm	002 / Ghiaia e sabbia sciolta - STRATO 2
3	da -570,0 a -670,0 cm	100,0 cm	003 / Ghiaia e sabbia compatta - STRATO 3
4	da -670,0 a -2170,0 cm	1500,0 cm	004 / Ghiaia e sabbia compatta - STRATO 4

6.2 ARCHIVIO TERRENI

Indice / Descrizione terreno: 001 / Ghiaia e sabbia compatta

Comportamento del terreno: condizione drenata

Indice / Descrizione terreno: **001 / Ghiaia e sabbia sciolta - STRATO 1**

Comportamento del terreno: condizione drenata

Peso Spec.	P. Spec. Sat.	Angolo Res.	Coesione	Mod.Elast.	Mod.Edom.	Dens.Rel.	Poisson	C. Ades.
daN/cm ²	daN/cm ²	Gradi°	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	%	%	
1,800 E-3	1,900 E-3	25,000	0,000	115,485	200,000	60,0	0,366	1,00

Indice / Descrizione terreno: **002 / Ghiaia e sabbia sciolta - STRATO 2**

Comportamento del terreno: condizione drenata

Peso Spec.	P. Spec. Sat.	Angolo Res.	Coesione	Mod.Elast.	Mod.Edom.	Dens.Rel.	Poisson	C. Ades.
daN/cm ²	daN/cm ²	Gradi°	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	%	%	
1,900 E-3	2,000 E-3	29,000	0,000	129,939	200,000	60,0	0,340	1,00

Indice / Descrizione terreno: **003 / Ghiaia e sabbia compatta - STRATO 3**

Comportamento del terreno: condizione drenata

Peso Spec.	P. Spec. Sat.	Angolo Res.	Coesione	Mod.Elast.	Mod.Edom.	Dens.Rel.	Poisson	C. Ades.
daN/cm ²	daN/cm ²	Gradi°	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	%	%	
2,000 E-3	2,000 E-3	34,000	0,000	219,047	300,000	60,0	0,306	1,00

Indice / Descrizione terreno: **004 / Ghiaia e sabbia compatta - STRATO 4**

Comportamento del terreno: condizione drenata

Peso Spec.	P. Spec. Sat.	Angolo Res.	Coesione	Mod.Elast.	Mod.Edom.	Dens.Rel.	Poisson	C. Ades.
daN/cm ²	daN/cm ²	Gradi°	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	%	%	
2,100 E-3	2,100 E-3	36,000	0,000	227,742	300,000	60,0	0,292	1,00

7 VALORI DI CALCOLO DELLA PORTANZA E DEI CEDIMENTI PER FONDAZIONI SUPERFICIALI

Ai fini dei calcoli di portanza le sollecitazioni sismiche saranno considerate moltiplicate per un coef. $\gamma_{RD} = 1.10$

La verifica nei confronti dello Stato Limite di Danno viene eseguita determinando il carico limite della fondazione per le corrispondenti azioni di SLD, impiegando i coefficienti parziali γ_R di cui alla tabella 7.11.II.

N.B. La relazione è redatta in forma sintetica. Verranno riportati solo i casi maggiormente gravosi per ogni tipo di combinazione e le relative verifiche.

7.1 TABELLA VERIFICHE ELEMENTI TRAVE

Elemento: Trave n. 33

Risultati più gravosi per cmb. di tipo SLU STR:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.8100 daN/cm^2

$Q_{lim} = Q_{lim\ c} + Q_{lim\ q} + Q_{lim\ g} + Q_{res\ P} = 0.0000 + 4.8164 + 0.3769 + 0.0000$

$Q_{max} / Q_{lim} = 1.5763 / 5.1934 = 0,304 \text{ Ok}$ (Cmb. n. 004)

$TB / TB_{lim} = 747.9 / 13099.2 = 0,057 \text{ Ok}$ (Cmb. n. 003)

$TL / TL_{lim} = 50.9 / 8658.9 = 0,006 \text{ Ok}$ (Cmb. n. 012)

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B daN	S. Taglio L daN	S. Normale daN	T.T. min daN/cm ²	T.T. max daN/cm ²
003	SLU STR	No	0.571	20.740	-747.9	57.0	-42482.2	-0.7057	-1.5388
004	SLU STR	No	0.580	20.390	-763.5	54.9	-43665.7	-0.7318	-1.5763
012	SLU STR	No	0.535	21.130	-501.0	-50.9	-29329.8	-0.4828	-1.0654

Risultati più gravosi per cmb. di tipo SLV A1 sism.:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.8100 daN/cm^2

$Q_{lim} = Q_{lim\ c} + Q_{lim\ q} + Q_{lim\ g} + Q_{res\ P} = 0.0000 + 3.0548 + 0.1852 + 0.0000$

$Q_{max} / Q_{lim} = 1.1636 / 3.2400 = 0,359 \text{ Ok}$ (Cmb. n. 035)

$TB / TB_{lim} = 6452.7 / 7525.8 = 0,857 \text{ Ok}$ (Cmb. n. 032)

$TL / TL_{lim} = 4749.9 / 6649.5 = 0,714 \text{ Ok}$ (Cmb. n. 054)

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B daN	S. Taglio L daN	S. Normale daN	T.T. min daN/cm ²	T.T. max daN/cm ²
032	SLV A1	Si	0.536	19.547	-5866.1	368.6	-23780.7	-0.4299	-0.8792
035	SLV A1	Si	0.533	21.365	-6248.4	2562.0	-28800.0	-0.4788	-1.0579
054	SLV A1	Si	0.568	18.356	2639.4	-4318.1	-22522.2	-0.4180	-0.8250

Risultati più gravosi per cmb. di tipo SLD sism.:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.8100 daN/cm²

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 0.0000 + 4.2890 + 0.3145 + 0.0000

Qmax / Qlim = 1.3855 / 4.6035 = 0,301 Ok (Cmb. n. 087)

TB / TBlim = 4233.8 / 8198.0 = 0,516 Ok (Cmb. n. 064)

TL / TLLim = 2958.2 / 7458.4 = 0,397 Ok (Cmb. n. 086)

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B daN	S. Taglio L daN	S. Normale daN	T.T. min daN/cm ²	T.T. max daN/cm ²
064	SLD	Si	0.537	20.352	-3848.9	231.0	-26125.7	-0.4526	-0.9598
086	SLD	Si	0.556	19.721	1444.6	-2689.3	-25344.3	-0.4451	-0.9262
087	SLD	Si	0.530	22.643	-2496.6	2691.6	-34639.2	-0.5347	-1.2595

Elemento: Trave n. 36

Risultati più gravosi per cmb. di tipo SLU STR:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.8100 daN/cm²

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 0.0000 + 4.8796 + 0.4077 + 0.0000

Qmax / Qlim = 0.5718 / 5.2873 = 0,108 Ok (Cmb. n. 004)

TB / TBlim = 0.0 / 4577.8 = 0,000 Ok (Cmb. n. 004)

TL / TLLim = 0.0 / 3385.5 = 0,000 Ok (Cmb. n. 001)

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B daN	S. Taglio L daN	S. Normale daN	T.T. min daN/cm ²	T.T. max daN/cm ²
001	SLU STR	No	0.000	-15.829	0.0	0.0	-10932.1	-0.2403	-0.4554
004	SLU STR	No	0.000	-18.298	0.0	0.0	-13271.9	-0.2698	-0.5718

Risultati più gravosi per cmb. di tipo SLV A1 sism.:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.8100 daN/cm²

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 0.0000 + 4.8796 + 0.4077 + 0.0000

Qmax / Qlim = 0.4347 / 5.2873 = 0,082 Ok (Cmb. n. 057)

TB / TBlim = 0.0 / 3170.6 = 0,000 Ok (Cmb. n. 046)

TL / TLLim = 0.0 / 2842.4 = 0,000 Ok (Cmb. n. 029)

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B daN	S. Taglio L daN	S. Normale daN	T.T. min daN/cm ²	T.T. max daN/cm ²
029	SLV A1	Si	0.000	-17.001	0.0	0.0	-9240.3	-0.1960	-0.3912
046	SLV A1	Si	0.000	-16.830	0.0	0.0	-8985.5	-0.1915	-0.3796
057	SLV A1	Si	0.000	-17.061	0.0	0.0	-9328.5	-0.1974	-0.3952

Risultati più gravosi per cmb. di tipo SLD sism.:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.8100 daN/cm²

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 0.0000 + 4.8796 + 0.4077 + 0.0000

Qmax / Qlim = 0.4309 / 5.2873 = 0,082 Ok (Cmb. n. 089)

TB / TBlim = 0.0 / 3186.8 = 0,000 Ok (Cmb. n. 078)

TL / TLLim = 0.0 / 2830.3 = 0,000 Ok (Cmb. n. 061)

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B daN	S. Taglio L daN	S. Normale daN	T.T. min daN/cm ²	T.T. max daN/cm ²
061	SLD	Si	0.000	-16.973	0.0	0.0	-9198.1	-0.1952	-0.3893
078	SLD	Si	0.000	-16.874	0.0	0.0	-9041.7	-0.1924	-0.3821
089	SLD	Si	0.000	-17.014	0.0	0.0	-9253.2	-0.1961	-0.3918

Elemento: Trave n. 50

Risultati più gravosi per cmb. di tipo SLU STR:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.8100 daN/cm²

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 0.0000 + 4.7321 + 0.3864 + 0.0000

Qmax / Qlim = 1.5775 / 5.1185 = 0,308 Ok (Cmb. n. 004)

TB / TBlim = 6.4 / 1148.6 = 0,006 Ok (Cmb. n. 007)

TL / TLLim = 79.5 / 1639.6 = 0,049 Ok (Cmb. n. 003)

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B daN	S. Taglio L daN	S. Normale daN	T.T. min daN/cm ²	T.T. max daN/cm ²
003	SLU STR	No	-0.508	0.022	-7.9	-79.5	-4841.0	-1.4372	-1.5402
004	SLU STR	No	-0.506	0.022	-7.8	-80.8	-4959.0	-1.4724	-1.5775
007	SLU STR	No	-0.501	0.022	-6.4	-60.6	-3721.6	-1.1054	-1.1836

Risultati più gravosi per cmb. di tipo SLV A1 sism.:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.8100 daN/cm²

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 0.0000 + 3.6980 + 0.2606 + 0.0000

Qmax / Qlim = 1.4560 / 3.9585 = 0,368 Ok (Cmb. n. 029)

TB / TBlim = 412.7 / 806.7 = 0,512 Ok (Cmb. n. 054)

TL / TLLim = 717.5 / 990.9 = 0,724 Ok (Cmb. n. 032)

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B daN	S. Taglio L daN	S. Normale daN	T.T. min daN/cm ²	T.T. max daN/cm ²
029	SLV A1	Si	-0.770	0.018	32.3	541.4	-4100.1	-1.1988	-1.3236
032	SLV A1	Si	-0.158	0.024	-36.6	-652.3	-2780.7	-0.8428	-0.8667
054	SLV A1	Si	-0.337	0.020	375.2	254.6	-2594.7	-0.7786	-0.8168

Risultati più gravosi per cmb. di tipo SLD sism.:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.8100 daN/cm²

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 0.0000 + 4.1256 + 0.3100 + 0.0000

Qmax / Qlim = 1.3612 / 4.4356 = 0,307 Ok (Cmb. n. 061)

TB / TBlim = 256.2 / 898.3 = 0,285 Ok (Cmb. n. 086)

TL / TLLim = 469.6 / 1062.2 = 0,442 Ok (Cmb. n. 064)

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B daN	S. Taglio L daN	S. Normale daN	T.T. min daN/cm ²	T.T. max daN/cm ²
061	SLD	Si	-0.686	0.019	19.4	316.0	-3851.2	-1.1316	-1.2374
064	SLD	Si	-0.315	0.023	-23.7	-426.9	-3029.6	-0.9099	-0.9529
086	SLD	Si	-0.420	0.020	232.9	137.6	-2914.2	-0.8701	-0.9219

Per motivi di lunghezza si riportano i risultati di alcuni elementi trave di fondazione.

Elemento: Trave n. 1107

Risultati più gravosi per cmb. di tipo SLU STR:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.8100 daN/cm²

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 0.0000 + 4.8796 + 0.4077 + 0.0000

Qmax / Qlim = 0.6115 / 5.2873 = 0,116 Ok (Cmb. n. 004)

TB / TBlim = 0.0 / 6635.3 = 0,000 Ok (Cmb. n. 004)

TL / TLLim = 0.0 / 4829.8 = 0,000 Ok (Cmb. n. 001)

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B daN	S. Taglio L daN	S. Normale daN	T.T. min daN/cm ²	T.T. max daN/cm ²
001	SLU STR	No	0.000	0.180	0.0	0.0	-15970.9	-0.4525	-0.4828
004	SLU STR	No	0.000	0.079	0.0	0.0	-20186.3	-0.5702	-0.6115

Risultati più gravosi per cmb. di tipo SLV A1 sism.:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.8100 daN/cm²

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 0.0000 + 4.8796 + 0.4077 + 0.0000

Qmax / Qlim = 0.4625 / 5.2873 = 0,087 Ok (Cmb. n. 049)

TB / TBlim = 0.0 / 4465.6 = 0,000 Ok (Cmb. n. 048)

TL / TLLim = 0.0 / 4140.1 = 0,000 Ok (Cmb. n. 029)

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B daN	S. Taglio L daN	S. Normale daN	T.T. min daN/cm ²	T.T. max daN/cm ²
029	SLV A1	Si	0.000	0.111	0.0	0.0	-13767.6	-0.3897	-0.4166
048	SLV A1	Si	0.000	0.097	0.0	0.0	-13300.4	-0.3766	-0.4024
049	SLV A1	Si	0.000	0.165	0.0	0.0	-13893.4	-0.3928	-0.4204

Risultati più gravosi per cmb. di tipo SLD sism.:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.8100 daN/cm²

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 0.0000 + 4.8796 + 0.4077 + 0.0000

Qmax / Qlim = 0.4585 / 5.2873 = 0,087 Ok (Cmb. n. 081)

TB / TBlim = 0.0 / 4497.7 = 0,000 Ok (Cmb. n. 080)

TL / TLLim = 0.0 / 4119.9 = 0,000 Ok (Cmb. n. 061)

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B daN	S. Taglio L daN	S. Normale daN	T.T. min daN/cm ²	T.T. max daN/cm ²
061	SLD	Si	0.000	0.119	0.0	0.0	-13697.0	-0.3877	-0.4144
080	SLD	Si	0.000	0.111	0.0	0.0	-13412.2	-0.3797	-0.4058
081	SLD	Si	0.000	0.152	0.0	0.0	-13775.8	-0.3896	-0.4169

Elemento: Plinto n. 163

Risultati più gravosi per cmb. di tipo SLU STR:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.8100 daN/cm²

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 0.0000 + 7.2392 + 0.2809 + 0.0000

Qmax / Qlim = 0.8000 / 7.5201 = 0,106 Ok (Cmb. n. 004)

TB / TBlim = 0.0 / 2602.6 = 0,000 Ok (Cmb. n. 001)

TL / TLLim = 0.0 / 2602.6 = 0,000 Ok (Cmb. n. 001)

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B daN	S. Taglio L daN	S. Normale daN	T.T. min daN/cm ²	T.T. max daN/cm ²
001	SLU STR	No	0.000	0.000	0.0	0.0	-8112.6	-0.6700	-0.6700
004	SLU STR	No	0.000	0.000	0.0	0.0	-9641.7	-0.8000	-0.8000

Risultati più gravosi per cmb. di tipo SLV A1 sism.:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.8100 daN/cm²

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 0.0000 + 7.2392 + 0.2809 + 0.0000

Qmax / Qlim = 0.6820 / 7.5201 = 0,091 Ok (Cmb. n. 029)

TB / TBlim = 0.0 / 2351.2 = 0,000 Ok (Cmb. n. 029)

TL / TLLim = 0.0 / 2351.2 = 0,000 Ok (Cmb. n. 029)

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B daN	S. Taglio L daN	S. Normale daN	T.T. min daN/cm ²	T.T. max daN/cm ²
029	SLV A1	Si	0.000	0.000	0.0	0.0	-7459.0	-0.6200	-0.6200

Risultati più gravosi per cmb. di tipo SLD sism.:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.8100 daN/cm²

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 0.0000 + 7.2392 + 0.2809 + 0.0000

Qmax / Qlim = 0.6490 / 7.5201 = 0,086 Ok (Cmb. n. 061)

TB / TBlim = 0.0 / 2275.3 = 0,000 Ok (Cmb. n. 061)

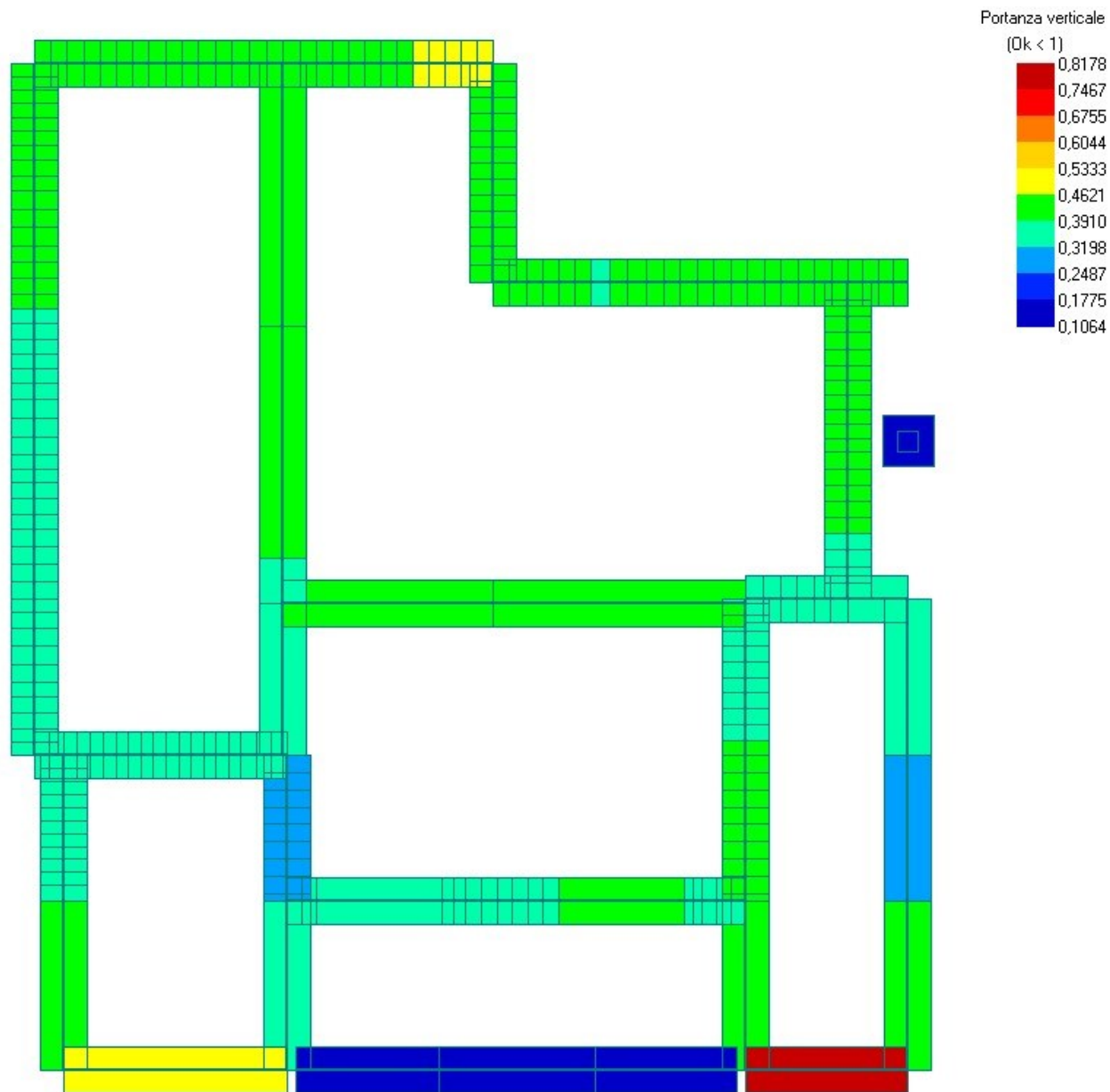
TL / TLLim = 0.0 / 2275.3 = 0,000 Ok (Cmb. n. 061)

Sollecitazioni:

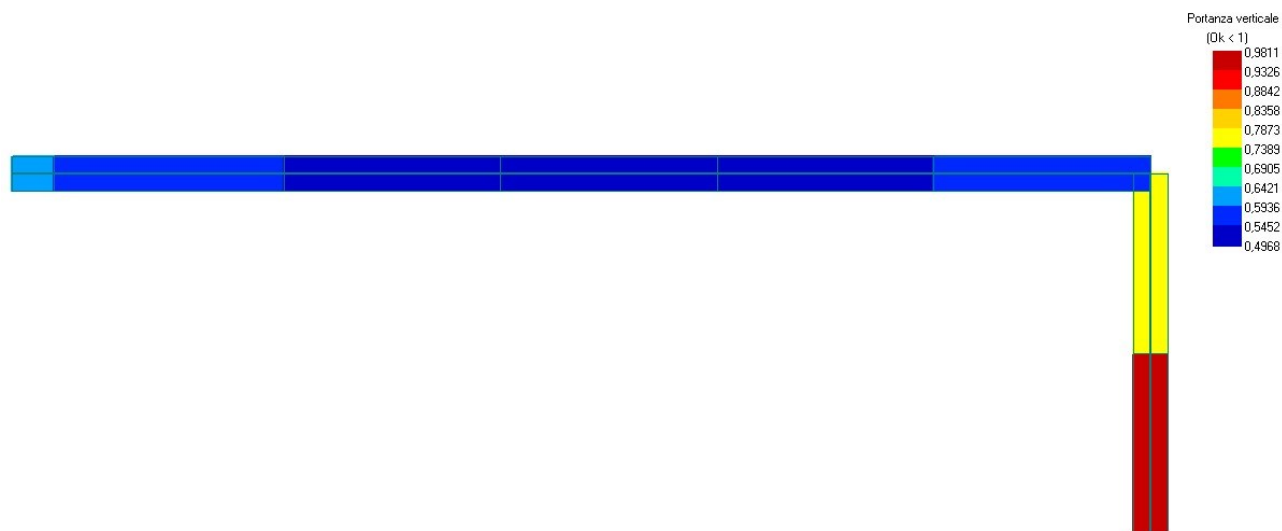
Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B daN	S. Taglio L daN	S. Normale daN	T.T. min daN/cm ²	T.T. max daN/cm ²
061	SLD	Si	0.000	0.000	0.0	0.0	-7194.1	-0.5900	-0.5900

7.2 DIAGRAMMA VERIFICA PORTANZA

Di seguito si allega diagramma della portanza delle fondazioni zona bassa.

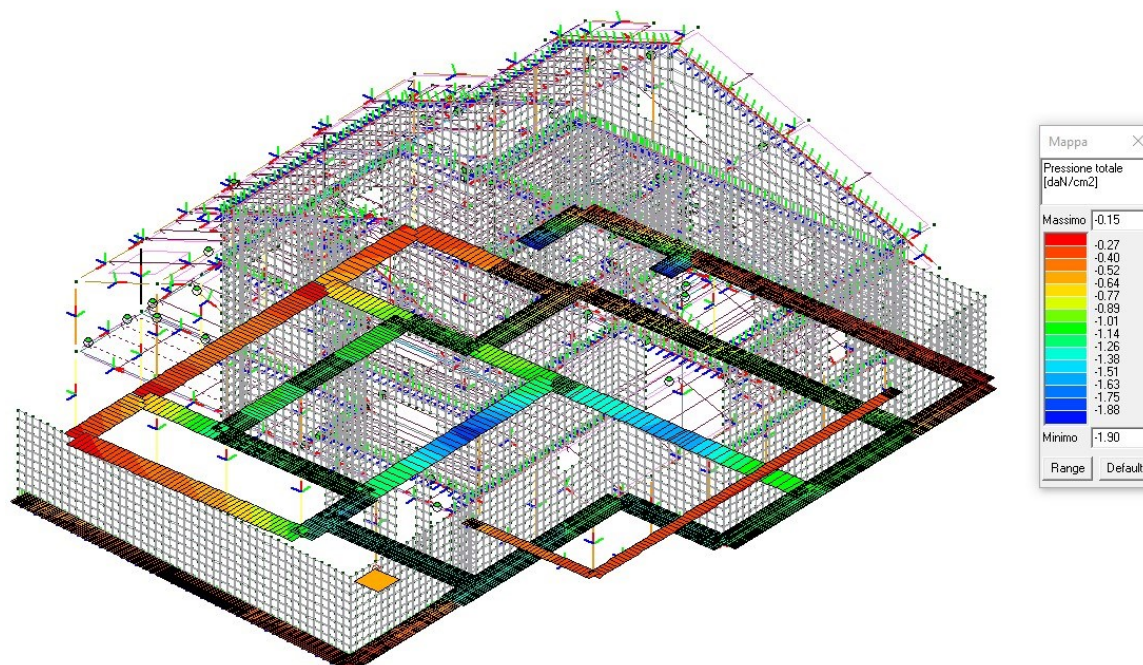


Di seguito si allega diagramma della portanza delle fondazioni zona alta.



7.3 DIAGRAMMA PRESSIONE TERRENO

Di seguito si allega diagramma delle pressioni agenti sul terreno nella combinazione rara più sfavorevole.



Si ottiene una pressione massima agente in combinazione rara pari a 1,90 daN/cm², inferiore rispetto alla pressione limite del terreno stesso.