

ALLEGATO

11

COMUNE DI GENONI

Provincia di Oristano

Arch. Salvatore Trogu - via Sennestie, 16 - 09170 Or - e-mail - arch.trogu@iscalli.it

PROGRAMMA INTEGRATO DI RIQUALIFICAZIONE URBANA DI AMBITI CARATTERIZZATI  
DALLA PRESENZA DI EDILIZIA RESIDENZIALE PUBBLICA

COMMITTENTE: AMMINISTRAZIONE COMUNALE DI GENONI

PRATICA N.:

DATA:

PROGETTO DI RIQUALIFICAZIONE URBANA NEL COMUNE DI GENONI  
DEFINITIVO - ESECUTIVO

OGGETTO TAVOLA: **RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE  
E DELLE FONDAZIONI**  
(Pensilina fotovoltaica)

IL PROGETTISTA:  
ARCH. SALVATORE TROGU

COLLABORATORI:

**Comune di Genoni  
Provincia di Oristano**

**RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE  
E DELLE FONDAZIONI**

**OGGETTO:** Relazione geotecnica relativa al progetto "Pensilina fotovoltaica"

**COMMITTENTE:** Comune di Genoni  
Genoni, 04/11/2015

Il Progettista

\_\_\_\_\_  
(arch. Salvatore Trogu - coll. ing. Gianni Porcu)

Il Direttore dei Lavori

Il Collaudatore

\_\_\_\_\_  
(arch. Salvatore Trogu)

\_\_\_\_\_  
(.....)

**Architetto Salvatore Trogu**  
via Serneste 16 - Oristano  
arch.trogu@tiscali.it

## 1 - DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

Gli edifici oggetto della relazione di calcolo sono due pensiline ombreggianti per posteggi autovetture, recanti pannelli di un impianto fotovoltaico al loro estradosso. I pannelli sono di tipo silicio policristallino con telaio in alluminio, vetro di protezione dei pannelli, guarnizioni e cablaggi, per un totale di circa 15 kg/mq di peso. Tali pannelli sono fissati su appositi profilati in alluminio, i quali a loro volta gravano su arcarecci di acciaio zincato (scatolare 50x100x4 mm) poggianti sulla cornice interna di telai pressoché quadrati in profili scatolari 100x200x4 mm in acciaio zincato a caldo. Questi telai, inclinati di circa 6° sull'orizzontale, sono a loro volta vincolati a portali in scatolare di acciaio zincato a caldo 150x150x4 mm, poggianti su travi rovesce di fondazione. L'edificio si sviluppa per un solo livello fuori terra; la distribuzione planimetrica è regolare, mentre quella altimetrica, in una delle due pensiline, segue la pendenza del terreno.

## 2 - NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le fasi di analisi e verifica della struttura sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative, per quanto applicabili in relazione al criterio di calcolo adottato dal progettista, evidenziato nel prosieguo della presente relazione:

**Legge 5 novembre 1971 n. 1086** (G. U. 21 dicembre 1971 n. 321)

"Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica"

**Legge 2 febbraio 1974 n. 64** (G. U. 21 marzo 1974 n. 76)

"Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche"

Indicazioni progettuali per le nuove costruzioni in zone sismiche a cura del Ministero per la Ricerca scientifica - Roma 1981.

**D. M. Infrastrutture Trasporti 14 gennaio 2008** (G.U. 4 febbraio 2008 n. 29 - Suppl. Ord.)

"Norme tecniche per le Costruzioni"

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, ad integrazione della norma precedente e per quanto con esse non in contrasto, sono state utilizzate le indicazioni contenute nella:

**Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti** (G.U. 26 febbraio 2009 n. 27 – Suppl. Ord.)

"Istruzioni per l'applicazione delle 'Norme Tecniche delle Costruzioni' di cui al D.M. 14 gennaio 2008";

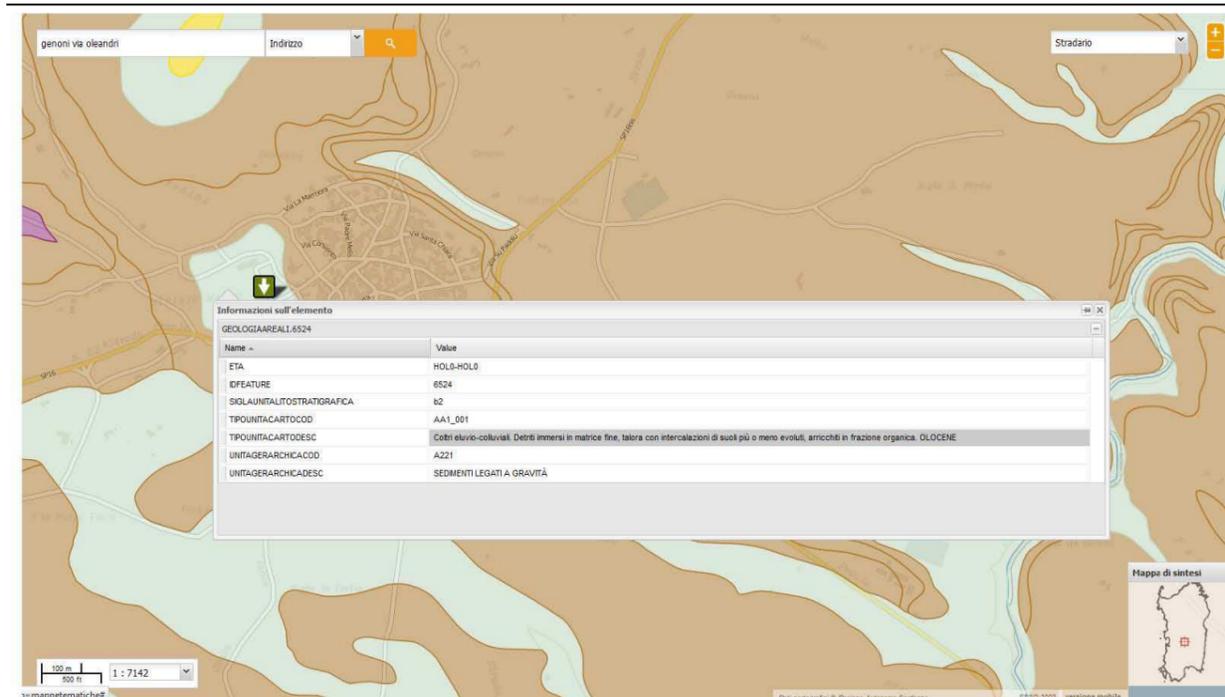
**Eurocodice 7** – "Progettazione geotecnica" - ENV 1997-1 per quanto non in contrasto con le disposizioni del D.M. 2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni"

## 3 - INDAGINI GEOGNOSTICHE E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Sulla base di quanto dettagliato nella relazione geologica dell'area di sito, si è proceduto alla progettazione della campagna di indagini geognostiche finalizzate alla determinazione delle caratteristiche geotecniche dei terreni interessati dal "volume significativo" dell'opera in esame.

### 3.1 Sito

Sulla base della conoscenza geologica e dai saggi di scavo nell'area di sito.



## TERRENI

| Terreni  |                     |                |                |                |     |                      |                      |                      |                      |                  |
|--|---------------------|----------------|----------------|----------------|-----|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|------------------|
| N <sub>TRN</sub>   | γ <sub>T</sub>      | K              |                |                | φ   | c <sub>u</sub>       | c'                   | E <sub>d</sub>       | E <sub>cu</sub>      | A <sub>S-B</sub> |
|  | [N/m <sup>3</sup> ] | K <sub>X</sub> | K <sub>Y</sub> | K <sub>Z</sub> | [°] | [N/mm <sup>2</sup> ] | [N/mm <sup>2</sup> ] | [N/mm <sup>2</sup> ] | [N/mm <sup>2</sup> ] |                  |
| <b>Detriti immersi in matrice fine arricchiti in frazione organica</b> |                     |                |                |                |     |                      |                      |                      |                      |                  |
| T001   | 16 000              | 20             | 20             | 60             | 30  | 0,000                | 0,000                | 30                   | 0                    | 0,000            |

### LEGENDA:

- N<sub>TRN</sub>** Numero identificativo del terreno.
- γ<sub>T</sub>** Peso specifico del terreno.
- K** Valori della costante di sottofondo del terreno nelle direzioni degli assi del riferimento globale X (K<sub>X</sub>), Y (K<sub>Y</sub>), e Z (K<sub>Z</sub>).
- φ** Angolo di attrito del terreno.
- c<sub>u</sub>** Coesione non drenata.
- c'** Coesione efficace.
- E<sub>d</sub>** Modulo edometrico.
- E<sub>cu</sub>** Modulo elastico in condizione non drenate.
- A<sub>S-B</sub>** Parametro "A" di Skempton-Bjerrum per pressioni interstiziali.

## STRATIGRAFIE

| Stratigrafie     |                |                |         |     |     |
|------------------|----------------|----------------|---------|-----|-----|
| N <sub>TRN</sub> | Q <sub>i</sub> | Q <sub>f</sub> | Cmp. S. | Add | ΔEd |
|                  | [m]            | [m]            |         |     |     |
|                  |                |                |         |     |     |

### LEGENDA:

- N<sub>TRN</sub>** Numero identificativo della stratigrafia.
- Q<sub>i</sub>** Quota iniziale dello strato (riferito alla quota iniziale della stratigrafia).
- Q<sub>f</sub>** Quota finale dello strato (riferito alla quota iniziale della stratigrafia). INF = infinito (profondità dello strato finale).
- Cmp. S.** Comportamento dello strato.
- S.**
- Add** Addensamento dello strato.
- ΔEd** Variazione con la profondità del modulo edometrico.

**NB:** Nel caso di fondazioni dirette con stratigrafia, il calcolo del carico limite (q<sub>lim</sub>) viene fatto su un terreno "equivalente" con parametri geotecnici calcolati come media pesata degli strati compresi tra la quota del piano di posa e la quota della profondità "significativa" (stabilita come "Multiplo della dimensione Significativa della fondazione").

$$\text{Parametro "J"} = \frac{\sum_i^n [\text{Parametro "J"} (\text{strato, } i) \cdot \text{Spessore (strato, } i)]}{\text{Profondità significativa}}$$

con  $i = 1, \dots, n$  (numero di strati compresi tra la quota del piano di posa e la quota della profondità significativa).

### 3.2 Idrogeologia

Non è stata riscontrata la presenza di falde acquifere a profondità di interesse relativamente al "volume significativo" investigato.

## 4 - MODELLAZIONE GEOTECNICA E PERICOLOSITA' SISMICA DEL SITO

Tutti i parametri che caratterizzano i terreni di fondazione sono riportati nei seguenti paragrafi.

### 4.1 Modellazione geotecnica

Ai fini del calcolo strutturale, il terreno sottostante l'opera viene modellato secondo lo schema di Winkler, cioè un sistema costituito da un letto di molle elastiche mutuamente indipendenti. Ciò consente di ricavare le rigidità offerte dai manufatti di fondazione, siano queste profonde o superficiali, che sono state introdotte direttamente nel modello strutturale per tener conto dell'interazione opera / terreno.

### 4.2 Pericolosità sismica

L'azione sismica è stata valutata in conformità alle indicazioni riportate al capitolo 7 del D.M. 14 gennaio 2008 "Norme tecniche per le Costruzioni" per le costruzioni da edificarsi in siti ricadenti in **zona 4**. In particolare si è fatto riferimento alla procedura semplificata indicata come **metodo 2** al § C7 della "Circolare 2 febbraio 2009 n. 617".

In tal caso le sollecitazioni sismiche, per tutti i **tipi di costruzione, le classi d'uso** e per qualsiasi **categoria di sottosuolo** del terreno, debbono essere valutate considerando la combinazione di azioni definita nel § 3.2.4 ed applicando, in due direzioni ortogonali, un sistema di forze orizzontali calcolate assumendo uno spettro di progetto costante e pari a  $S_d(T)=0,07g$ .

Tale valutazione "semplificata" degli effetti del sisma sulla struttura, per i siti ricadenti in zona 4, è valida solo se "gli orizzontamenti siano assimilabili a diaframmi rigidi, ossia ad elementi infinitamente rigidi nel loro piano".

Si riportano di seguito le coordinate geografiche del sito rispetto al Datum ED50:

| Latitudine | Longitudine | Altitudine |
|------------|-------------|------------|
| [°]        | [°]         | [m]        |
| 39.7949    | 9.0038      | 435        |

## 5 - SCELTA TIPOLOGICA DELLE OPERE DI FONDAZIONE

La tipologia delle opere di fondazione sono consone alle caratteristiche meccaniche del terreno definite in base ai risultati delle indagini geognostiche.

Nel caso in esame, la struttura di fondazione è costituita da:

- fondazioni dirette

## 6 - VERIFICHE DI SICUREZZA

Nelle verifiche allo stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove:

$E_d$  è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;  
 $R_d$  è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Le verifiche strutturali e geotecniche delle fondazioni, sono state effettuate con l'**Approccio 2** come definito al p. 2.6.1 del DM 14/01/2008, attraverso la combinazione **A1+M1+R3**. Le azioni sono state amplificate tramite i coefficienti della colonna A1 (STR) definiti nella tabella 6.2.I del DM 14/01/2008.

**Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni [DM 14/01/2008]**

| CARICHI                    | EFFETTO     | Coefficiente parziale<br>$\gamma_f$ (o $\gamma_e$ ) | A1 (STR) | A2 (GEO) |
|----------------------------|-------------|---|----------|----------|
| Permanenti                 | Favorevole  | $\gamma_{G1}$                                       | 1,00     | 1,00     |
|                            | Sfavorevole |   | 1,30     | 1,00     |
| Permanenti non strutturali | Favorevole  | $\gamma_{G2}$                                       | 0,00     | 0,00     |
|                            | Sfavorevole |   | 1,50     | 1,30     |
| Variabili                  | Favorevole  | $\gamma_{Qi}$                                       | 0,00     | 0,00     |
|                            | Sfavorevole |   | 1,50     | 1,30     |

I valori di resistenza del terreno sono stati ridotti tramite i coefficienti della colonna M1 definiti nella 6.2.II del DM 14/01/2008.

**Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno [EN 1997-1:2005 (EC7)]**

| PARAMETRO GEOTECNICO      | Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale | Coefficiente parziale<br>$\gamma_M$ | M1   | M2   |
|---------------------------|---|-------------------------------------|------|------|
| Angolo di attrito         | $\tan \phi_k$   | $\gamma_{\phi'}$                    | 1,00 | 1,25 |
| Coesione efficace         | $c_k$   | $\gamma_c$                          | 1,00 | 1,25 |
| Coesione non drenata      | $c_{uk}$  | $\gamma_{cu}$                       | 1,00 | 1,40 |
| Peso dell'unità di volume | $\gamma$  | $\gamma_\gamma$                     | 1,00 | 1,00 |

I valori calcolati delle resistenze totali dell'elemento strutturale sono stati divisi per i coefficienti R3 della tabella 6.4.I del DM 14/01/2008 per le fondazioni superficiali.

Per le varie tipologie di fondazioni sono di seguito elencate le metodologie ed i modelli usati per il calcolo del carico limite ed i risultati di tale calcolo.

### 6.1 Carico limite fondazioni dirette

La formula del carico limite esprime l'equilibrio fra il carico applicato alla fondazione e la resistenza limite del terreno. Il carico limite è dato dalla seguente espressione:

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot \Psi_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot \Psi_q + \frac{B'}{2} \cdot \gamma_f \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot \Psi_\gamma \cdot r_\gamma$$

in cui:

- c = coesione del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;
- q =  $\gamma \times D$  = pressione geostatica in corrispondenza del piano di posa della fondazione;
- $\gamma$  = peso unità di volume del terreno al di sopra del piano di posa della fondazione;
- D = profondità del piano di posa della fondazione;
- B' = larghezza ridotta della suola di fondazione (vedi **NB**);
- L = lunghezza della fondazione;
- $\gamma_f$  = peso unità di volume del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;
- $N_c, N_q, N_\gamma$  = fattori di capacità portante;
- s, d, i, g, b,  $\Psi$ , r = coefficienti correttivi.

**NB:** Se la risultante dei carichi verticali è eccentrica, B e L saranno ridotte rispettivamente di:

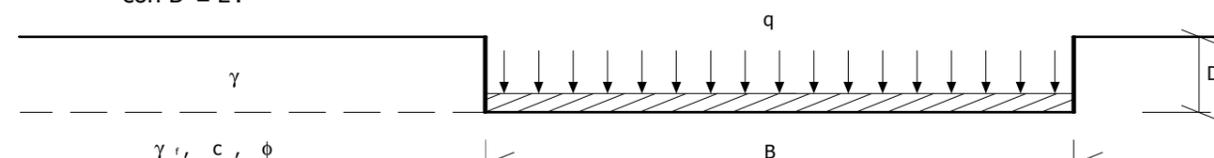
$B' = B - 2 \cdot e_B$  {MERGEFIELD QUOTE  $B' = B - 2 \cdot e_B$ } ed  $L' = L - 2 \cdot e_L$  {MERGEFIELD QUOTE  $L' = L - 2 \cdot e_L$ }

dove:

$e_B$  = eccentricità parallela al lato di dimensione B;

$e_L$  = eccentricità parallela al lato di dimensione L;

con  $B' \leq L'$ .



**Calcolo dei fattori  $N_c$ ,  $N_q$ ,  $N_\gamma$**

| Terreni puramente coesivi<br>( $c \neq 0, \phi = 0$ )                                  | Terreni dotati di attrito e coesione<br>( $c \neq 0, \phi \neq 0$ ) |
|--|---|
| $N_c = 2 + \pi$  | $N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \phi$                                   |
| $N_q = 1$  | $N_q = K_p \cdot e^{\pi \cdot \tan \phi}$                           |
| $N_\gamma = 0$ se $\omega = 0$<br>$N_\gamma = -2 \cdot \sin \omega$ se $\omega \neq 0$ | $N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \phi$                      |

dove:

$k_p = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$  è il coefficiente di spinta passiva di Rankine;

$\phi$  = angolo di attrito del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;

$\omega$  = angolo di inclinazione del piano campagna.

**Calcolo dei fattori di forma  $s_c$ ,  $s_q$ ,  $s_\gamma$**

| Terreni puramente coesivi<br>( $c \neq 0, \phi = 0$ ) | Terreni dotati di attrito e coesione<br>( $c \neq 0, \phi \neq 0$ ) |
|---|---|
| $s_c = 1 + \frac{B'}{(2 + \pi) \cdot L'}$             | $s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'}{L'}$                     |
| $s_q = 1$   | $s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \cdot \tan \phi$                           |
| $s_\gamma = 1 - 0.40 \cdot \frac{B'}{L'}$             | $s_\gamma = 1 - 0.40 \cdot \frac{B'}{L'}$                           |

con  $B'/L' < 1$ .

**Calcolo dei fattori di profondità del piano di posa  $d_c$ ,  $d_q$ ,  $d_\gamma$**

Si definisce il seguente parametro:

$$K = \frac{D}{B'} \quad \text{se} \quad \frac{D}{B'} \leq 1;$$

$$K = \arctg\left(\frac{D}{B'}\right) \quad \text{se} \quad \frac{D}{B'} > 1.$$

| Terreni puramente coesivi<br>( $c \neq 0, \phi = 0$ ) | Terreni dotati di attrito e coesione<br>( $c \neq 0, \phi \neq 0$ ) |
|---|---|
| $d_c = 1 + 0.4 \cdot k$                               | $d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \tan \phi}$                   |
| $d_q = 1$   | $d_q = 1 + 2 \cdot \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2 \cdot K$       |
| $d_\gamma = 1$  | $d_\gamma = 1$  |

**Calcolo dei fattori di inclinazione del carico  $i_c$ ,  $i_q$ ,  $i_\gamma$** 

Si definisce il seguente parametro:

$$m = m_B = \frac{2 + B/L}{1 + B/L} \quad \text{se la forza H è parallela alla direzione trasversale della fondazione}$$

$$m = m_L = \frac{2 + L/B}{1 + L/B} \quad \text{se la forza H è parallela alla direzione longitudinale della fondazione}$$

$$m = m_\theta = m_L \cdot \cos^2 \theta + m_B \cdot \sin^2 \theta \quad \text{se la forza H forma un angolo } \theta \text{ con la direzione longitudinale della fondazione}$$

| Terreni coesivi<br>( $c \neq 0, \phi = 0$ )               | Terreni incoerenti<br>( $c = 0, \phi \neq 0$ )  | Terreni dotati di attrito e coesione<br>( $c \neq 0, \phi \neq 0$ )                 |
|---|---|---|
| $i_c = 1 - \frac{m \cdot H}{c \cdot N_c \cdot B \cdot L}$ | $i_c = 0$                                       | $i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \phi}$                                   |
| $i_q = 1$   | $i_q = \left(1 - \frac{H}{V}\right)^m$          | $i_q = \left(1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c \cdot \cot \phi}\right)^m$          |
| $i_\gamma = 0$  | $i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V}\right)^{m+1}$ | $i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c \cdot \cot \phi}\right)^{m+1}$ |

dove:

H = componente orizzontale dei carichi agente sul piano di posa della fondazione;

V = componente verticale dei carichi agente sul piano di posa della fondazione.

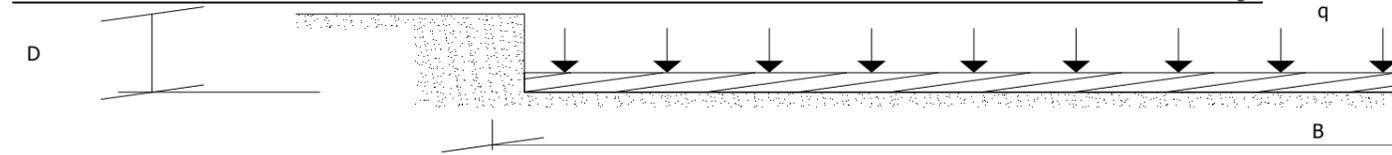
**Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di campagna  $b_c$ ,  $b_q$ ,  $b_\gamma$** 

Indicando con  $\omega$  la pendenza del piano campagna, si ha:

| Terreni puramente coesivi<br>( $c \neq 0, \phi = 0$ ) | Terreni dotati di attrito e coesione<br>( $c \neq 0, \phi \neq 0$ ) |
|---|---|
| $b_c = 1 - \frac{2 \cdot \omega}{(2 + \pi)}$          | $b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \cdot \tan \phi}$                   |
| $b_q = (1 - \tan \omega)^2 \cdot \cos \omega$         | $b_q = (1 - \tan \omega)^2 \cdot \cos \omega$                       |
| $b_\gamma = \frac{b_q}{\cos \omega}$                  | $b_\gamma = \frac{b_q}{\cos \omega}$                                |

Per poter applicare tali coefficienti correttivi deve essere verificata la seguente condizione:

$$\omega < \phi; \quad \omega < 45^\circ.$$



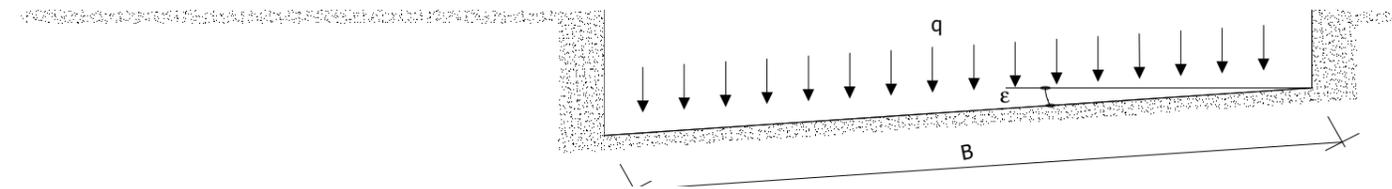
**Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di posa  $g_c$ ,  $g_q$ ,  $g_\gamma$**

Indicando con  $\varepsilon$  la pendenza del piano di posa della fondazione, si ha:

| Terreni puramente coesivi<br>( $c \neq 0, \phi = 0$ ) | Terreni dotati di attrito e coesione<br>( $c \neq 0, \phi \neq 0$ ) |
|---|---|
| $g_c = 1 - \frac{2 \cdot \varepsilon}{(2 + \pi)}$     | $g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \cdot \tan \phi}$                   |
| $g_q = 1$   | $g_q = (1 - \varepsilon \cdot \tan \phi)^2$                         |
| $g_\gamma = 1$  | $g_\gamma = g_q$  |

Per poter applicare tali coefficienti correttivi deve essere verificata la seguente condizione:

$$\varepsilon < 45^\circ$$



**Calcolo dei fattori di riduzione per rottura a punzonamento  $\Psi_c$ ,  $\Psi_q$ ,  $\Psi_\gamma$**

Si definisce l'indice di rigidità del terreno come:

$$I_r = \frac{G}{c + \sigma \cdot \tan \phi}$$

dove:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)}$$

= modulo d'elasticità tangenziale del terreno;

E= modulo elastico del terreno (nei calcoli è utilizzato il modulo edometrico);

$\nu$  = modulo di Poisson. Sia in condizioni non drenate che drenate è assunto pari a 0.5, a vantaggio di sicurezza;

$\sigma$ = tensione litostatica alla profondità  $D+B/2$ .

La rottura a punzonamento si verifica quando i coefficienti di punzonamento  $\Psi_c$ ,  $\Psi_q$ ,  $\Psi_\gamma$  sono inferiori all'unità; ciò accade quando l'indice di rigidità  $I_r$  si mantiene inferiore al valore critico:

$$I_r < I_{r,crit} = \frac{1}{2} \cdot e^{\left[ \left( 3.3 - 0.45 \frac{B}{L} \right) \cot \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right) \right]}$$

| Terreni puramente coesivi<br>( $c \neq 0, \phi = 0$ ) | Terreni dotati di attrito e coesione<br>( $c \neq 0, \phi \neq 0$ ) |
|---|---|
|---|---|

|  |  |
|--|--|
| $\psi_c = 0.32 + 0.12 \cdot \frac{B'}{L'} + 0.6 \cdot \text{Log}(I_r)$ | $\psi_c = \psi_q - \frac{1 - \psi_q}{N_c \cdot \tan \phi}$   |
| $\psi_q = 1$   | $\psi_q = e^{\left\{ \left( 0.6 \frac{B'}{L'} - 4,4 \right) \cdot \tan \phi + \frac{3,07 \sin \phi \cdot \text{Log}(2I_r)}{1 + \sin \phi} \right\}}$ |
| $\psi_\gamma = 1$  | $\psi_\gamma = \psi_q$   |

### Correzione per fondazione tipo piastra

Bowles, al fine di limitare il contributo del termine "B·N<sub>γ</sub>", che per valori elevati di B porterebbe ad ottenere valori del carico limite prossimi a quelli di una fondazione profonda, propone il seguente fattore di riduzione r<sub>γ</sub>:

$$r_\gamma = 1 - 0,25 \cdot \text{Log} \left( \frac{B}{2} \right) \quad \text{con } B \geq 2 \text{ m}$$

Nella tabella sottostante sono riportati una serie di valori del coefficiente r<sub>γ</sub> al variare della larghezza dell'elemento di fondazione.

| B [m]          | 2    | 2.5  | 3    | 3.5  | 4    | 5    | 10   | 20   | 100  |
|----------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| r <sub>γ</sub> | 1,00 | 0,97 | 0,95 | 0,93 | 0,92 | 0,90 | 0,82 | 0,75 | 0,57 |

Questo coefficiente assume particolare importanza per fondazioni larghe con rapporto D/B basso, caso nel quale il termine "B·N<sub>γ</sub>" è predominante.

### Calcolo del carico limite in condizioni non drenate

L'espressione generale del carico limite, valutato in termini di *tensioni totale*, diventa:

$$q_{lim} = c_u \cdot (2 + \pi) \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c + q + \frac{B'}{2} \cdot \gamma_{sat} \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot r_\gamma$$

dove:

c<sub>u</sub> = coesione non drenata;

γ<sub>sat</sub> = peso unità di volume del terreno in condizioni di saturazione.

**N.B:** Nel calcolo in condizioni non drenate (situazione molto rara per un terreno incoerente) si assume, sempre e comunque, che l'angolo di attrito φ sia nullo (φ=0).

## 6.2 Fattori correttivi al carico limite in presenza di sisma

L'azione del sisma si traduce in accelerazioni nel sottosuolo (**effetto cinematico**) e nella fondazione, per l'azione delle forze d'inerzia generate nella struttura in elevazione (**effetto inerziale**).

Nell'analisi pseudo-statica, modellando l'azione sismica attraverso la sola componente orizzontale, tali effetti possono essere portati in conto mediante l'introduzione di coefficienti sismici rispettivamente denominati **K<sub>hi</sub>** e **K<sub>hk</sub>**, il primo definito dal rapporto tra le componenti orizzontale e verticale dei carichi trasmessi in fondazione ed il secondo funzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

La formula generale del carico limite si modifica nel seguente modo:

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot \psi_c \cdot z_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot \psi_q \cdot z_q + \frac{B'}{2} \cdot \gamma_f \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot \psi_\gamma \cdot r_\gamma \cdot z_\gamma \cdot c_\gamma$$

in cui, oltre ai termini già precedentemente indicati, si sono introdotti i seguenti termini:

z<sub>c</sub>, z<sub>q</sub>, z<sub>γ</sub> = coefficienti correttivi dovuti all'effetto inerziale;

c<sub>γ</sub> = coefficiente correttivo dovuto all'effetto cinematico.

### Calcolo del fattore correttivo dovuto all'effetto cinematico c<sub>γ</sub>

L'effetto cinematico modifica il solo coefficiente N<sub>γ</sub> in funzione del coefficiente sismico K<sub>hk</sub> che è pari a:

$$K_{hk} = \beta_s \cdot \frac{S_s \cdot S_T \cdot a_g}{g}$$

dove:

β<sub>s</sub> = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità;

S<sub>s</sub> = coefficiente di amplificazione stratigrafica;

$S_T$  = coefficiente di amplificazione topografica;  
 $a_g$  = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

I valori di  $\beta_s$  sono riportati nella seguente tabella:

|                         | CATEGORIA DI SOTTOSUOLO |            |
|-------------------------|-------------------------|------------|
|                         | A                       | B, C, D, E |
|                         | $\beta_s$               | $\beta_s$  |
| $0,2 < a_g(g) \leq 0,4$ | 0,30                    | 0,28       |
| $0,1 < a_g(g) \leq 0,2$ | 0,27                    | 0,24       |
| $a_g(g) \leq 0,1$       | 0,20                    | 0,20       |

Il fattore correttivo dovuto all'effetto cinematico  $c_\gamma$  è stato, pertanto, determinato con la seguente relazione:

| Terreni puramente coesivi<br>( $c \neq 0, \phi = 0$ ) | Terreni dotati di attrito e coesione<br>( $c \neq 0, \phi \neq 0$ )   |
|---|---|
| $c_\gamma = 1$  | $c_\gamma = \left(1 - \frac{K_{hk}}{\tan \phi}\right)^{0.45}$ se $\frac{K_{hk}}{\tan \phi} < 1$ , altrimenti $c_\gamma = 0$ |

#### Calcolo dei fattori correttivi dovuti all'effetto inerziale $z_c, z_q, z_\gamma$

L'effetto inerziale produce variazioni di tutti i coefficienti di capacità portante del carico limite in funzione del coefficiente sismico  $K_{hi}$ .

Tali effetti correttivi vengono valutati con la teoria di **Paolucci - Pecker** attraverso le seguenti relazioni:

| Terreni puramente coesivi<br>( $c \neq 0, \phi = 0$ ) | Terreni dotati di attrito e coesione<br>( $c \neq 0, \phi \neq 0$ )   |
|---|---|
| $z_c = z_q = z_\gamma = 1$                            | $z_c = 1 - 0.32 \cdot K_{hi}$ se $z_c > 0$ altrimenti $z_c = 0$   |
|   | $z_\gamma = z_q = \left(1 - \frac{K_{hi}}{\tan \phi}\right)^{0.35}$ se $\frac{K_{hk}}{\tan \phi} < 1$ altrimenti $z_\gamma = z_q = 0$ |

dove:

$K_{hi}$  è ricavato dallo spettro di progetto allo SLV attraverso la relazione:

$$K_{hi} = \frac{S_S \cdot S_T \cdot a_g}{g}$$

i cui termini sono stati precedentemente precisati.

Si fa notare che il coefficiente sismico  $K_{hi}$  coincide con l'ordinata dello spettro di progetto allo SLU per  $T = 0$  ed è indipendente dalle combinazioni di carico.

#### Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)

Di seguito si riporta una tabella riepilogativa relativa alla verifica dello stato limite di collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno.

Si precisa che il valore relativo alla colonna  $Q_{d,Rd}$ , di cui nella tabella seguente, è da intendersi come il valore di progetto della resistenza  $R_{d,r}$ , ossia il rapporto fra il carico limite  $q_{lim}$  (calcolato come sopra esposto) ed il valore del coefficiente parziale di sicurezza  $\gamma_R$  relativo alla capacità portante del complesso terreno-fondazione, in relazione all'approccio utilizzato. Nel caso in esame il coefficiente parziale di sicurezza  $\gamma_R$ , come indicato nella tabella 6.4.I del DM 14/01/2008 è stato assunto pari a:

**Tabella 6.4.I – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limiti ultimi di fondazioni superficiali [DM 14/01/2008]**

| Verifica          | Coefficiente parziale $\gamma_R$<br>(R3) |
|-------------------|--|
| Capacità portante | 2,3                                      |

Si precisa che, nella sottostante tabella:

- la coppia  $Q_{Ed}$  e  $Q_{d,Rd}$  è relativa alla combinazione di carico, fra tutte quelle esaminate, che da luogo al

minimo coefficiente di sicurezza (CS);

- nelle colonne "per  $N_q$ ", "per  $N_c$ " e "per  $N_\gamma$ ", relative ai "Coef. Cor. Terzaghi", viene riportato il prodotto tra i vari coefficienti correttivi presenti nell'espressione generale del carico limite. Ad esempio si è posto:

$$\text{Coef. Cor. Terzaghi per } N_q = s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot \psi_q \cdot z_q$$

$$\text{Coef. Cor. Terzaghi per } N_c = s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot \psi_c \cdot z_c$$

$$\text{Coef. Cor. Terzaghi per } N_\gamma = s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot \psi_\gamma \cdot r_\gamma \cdot z_\gamma \cdot c_\gamma$$

### VERIFICHE CARICO LIMITE FONDAZIONI DIRETTE

| Id <sub>Fnd</sub> | CS    | L <sub>x</sub> | L <sub>y</sub> | Rtz  | Z <sub>p,cmp</sub> | Z <sub>Fid</sub> | Cmp T       | Verifiche Carico Limite fondazioni dirette |                    |                    |                |                |                | Q <sub>Ed</sub> | Q <sub>Rd</sub> | R <sub>f</sub> |
|-------------------|-------|----------------|----------------|------|--------------------|------------------|-------------|--|--------------------|--------------------|----------------|----------------|----------------|-----------------|-----------------|----------------|
|                   |       |                |                |      |                    |                  |             | C. Terzaghi                                |                    |                    |                |                |                |                 |                 |                |
|                   |       |                |                |      |                    |                  |             | per N <sub>q</sub>                         | per N <sub>c</sub> | per N <sub>γ</sub> | N <sub>q</sub> | N <sub>c</sub> | N <sub>γ</sub> |                 |                 |                |
| Trave 1-9         | 10,00 | 3,05           | 1,10           | 0,00 | 0,95               | -                | NON Coesivo | 1,46                                       | 0,00               | 0,80               | 18,40          | 30,14          | 22,40          | 0,025           | 0,246           | N              |
| Trave 2-10        | 7,31  | 3,05           | 1,10           | 0,00 | 0,95               | -                | NON Coesivo | 1,47                                       | 0,00               | 0,82               | 18,40          | 30,14          | 22,40          | 0,034           | 0,249           | N              |
| Trave 3-11        | 7,30  | 3,05           | 1,10           | 0,00 | 0,95               | -                | NON Coesivo | 1,47                                       | 0,00               | 0,82               | 18,40          | 30,14          | 22,40          | 0,034           | 0,249           | N              |
| Trave 4-12        | 9,11  | 3,05           | 1,10           | 0,00 | 0,85               | -                | NON Coesivo | 1,43                                       | 0,00               | 0,80               | 18,40          | 30,14          | 22,40          | 0,025           | 0,224           | N              |
| Trave 5-13        | 10,00 | 3,05           | 1,10           | 0,00 | 0,95               | -                | NON Coesivo | 1,45                                       | 0,00               | 0,80               | 18,40          | 30,14          | 22,40          | 0,025           | 0,245           | N              |
| Trave 6-14        | 6,88  | 3,05           | 1,10           | 0,00 | 0,95               | -                | NON Coesivo | 1,50                                       | 0,00               | 0,85               | 18,40          | 30,14          | 22,40          | 0,037           | 0,255           | N              |
| Trave 7-15        | 6,53  | 3,05           | 1,10           | 0,00 | 0,95               | -                | NON Coesivo | 1,47                                       | 0,00               | 0,82               | 18,40          | 30,14          | 22,40          | 0,038           | 0,249           | N              |
| Trave 8-16        | 9,16  | 3,05           | 1,10           | 0,00 | 0,85               | -                | NON Coesivo | 1,42                                       | 0,00               | 0,80               | 18,40          | 30,14          | 22,40          | 0,024           | 0,223           | N              |

#### LEGENDA:

|                          |   |
|--------------------------|---|
| <b>Id<sub>Fnd</sub></b>  | Descrizione dell'oggetto di fondazione al quale è riferita la verifica.                                       |
| <b>CS</b>                | Coefficiente di sicurezza ([NS] = Non Significativo per valori di CS >= 100; [VNR]= Verifica Non Richiesta).  |
| <b>L<sub>x/y</sub></b>   | Dimensioni dell'elemento di fondazione.   |
| <b>Rtz</b>               | Angolo compreso tra l'asse X e il lato più lungo del minimo rettangolo che delimita il poligono della platea. |
| <b>Z<sub>p,cmp</sub></b> | Profondità di posa dell'elemento di fondazione dal piano campagna.  |
| <b>Z<sub>Fid</sub></b>   | Profondità della falda dal piano campagna.  |
| <b>Cmp T</b>             | Classificazione del comportamento del terreno ai fini del calcolo.  |
| <b>C.</b>                | Coefficienti correttivi per la formula di Terzaghi.   |
| <b>Terzaghi</b>          |   |
| <b>hi</b>                |   |
| <b>Q<sub>Ed</sub></b>    | Carico di progetto sul terreno.   |
| <b>Q<sub>Rd</sub></b>    | Resistenza di progetto del terreno.   |
| <b>R<sub>f</sub></b>     | [SI] = elemento con presenza di rinforzo; [NO] = elemento senza rinforzo.                                     |

Genoni, 04/11/2015

Il progettista strutturale

arch. Salvatore Trogu - coll. ing. Gianni Porcu

Per presa visione, il direttore dei lavori

---

*arch. Salvatore Trogu*

Per presa visione, il collaudatore

---

.....