

REGIONE SARDEGNA

Provincia di Medio Campidano (VS)

COMUNI DI SAMASSI E SERRENTI



| REV. | DESCRIZIONE | DATA | REDATTO | CONTROL. | APPROV. |
|------|----------------------------|----------|------------|----------|------------|
| 1 | EMISSIONE PER ENTI ESTERNI | 01/10/21 | FURNARI G. | FURNO C. | NASTASI A. |
| 0 | EMISSIONE PER COMMENTI | 07/07/21 | FURNARI G. | FURNO C. | NASTASI A. |

Committente:

SORGENIA RENEWABLES S.R.L.



Sede legale in Via Algardi Alessandro, 4, 20148, Milano (MI)
Partita I.V.A. 10300050969 - PEC: sorgenia.renewables@legalmail.it

Società di Progettazione:

Ingegneria & Innovazione



Via Jonica, 16 - Loc. Belvedere - 96100 Siracusa (SR) Tel. 0931.1663409
Web: www.antexgroup.it e-mail: info@antexgroup.it

Progetto:

PARCO EOLICO DI "SAMASSI - SERRENTI"

Progettista/Resp. Tecnico

Dott. Ing. Cesare Furno
Ordine degli Ingegneri
della Provincia di Catania
n° 6130 sez. A

Elaborato:

RELAZIONE GEOTECNICA

Scala:

NA

Nome DIS/FILE:

C20010S05-PD-RT-04-01

Allegato:

1/1

F.to:

A4

Livello:

DEFINITIVO

Il presente documento è di proprietà della ANTEX GROUP srl.
È vietato la comunicazione a terzi o la riproduzione senza il permesso scritto della suddetta.
La società tutela i propri diritti a rigore di Legge.

ISO 9001
BUREAU VERITAS
Certification



INDICE

| | |
|--|---|
| PREMESSA..... | 3 |
| 1 - DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA..... | 3 |
| 2 - NORMATIVA DI RIFERIMENTO..... | 4 |
| 3 - INDAGINI E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA..... | 4 |
| 4 - MODELLAZIONE GEOTECNICA E PERICOLOSITA' SISMICA DEL SITO | 5 |
| 5 - SCELTA TIPOLOGICA DELLE OPERE DI FONDAZIONE | 7 |
| 6 - VERIFICHE DI SICUREZZA | 7 |

PREMESSA

Il soggetto proponente del progetto in esame è Sorgenia Renewables S.r.l., interamente parte del gruppo Sorgenia, uno dei maggiori operatori energetici italiani. Il Gruppo è attivo nella produzione di energia elettrica con oltre 4.750 MW di capacità di generazione installata e oltre 400.000 clienti in fornitura in tutta Italia. Efficienza energetica e attenzione all'ambiente sono le linee guida della sua crescita. Il parco di generazione, distribuito su tutto il territorio nazionale, è costituito dai più avanzati impianti a ciclo combinato e da impianti a fonte rinnovabile, per una capacità di circa 370 MW tra biomassa ed eolico. Nell'ambito delle energie rinnovabili, il Gruppo, nel corso della sua storia, ha anche sviluppato, realizzato e gestito impianti di tipo fotovoltaico (ca. 24 MW), ed idroelettrico (ca.33 MW). In quest'ultimo settore, Sorgenia è attiva con oltre 75 MW di potenza installata gestita tramite la società Tirreno Power, detenuta al 50%. Il Gruppo Sorgenia, tramite le sue controllate, fra le quali Sorgenia Renewables S.r.l., è attualmente impegnata nello sviluppo di un importante portafoglio di progetti rinnovabili di tipo eolico, fotovoltaico, biometano, geotermico ed idroelettrico, caratterizzati dall'impiego delle Best Available Technologies nel pieno rispetto dell'ambiente.

Su incarico di SORGENIA Renewables Srl, la società Antex Group Srl ha redatto il progetto definitivo relativo alla realizzazione di un impianto eolico nei comuni di Samassi e Serrenti, nella provincia di Medio Campidano (ex Sud Sardegna).

Il progetto prevede l'installazione di n. 11 nuovi aerogeneratori con potenza unitaria di 6 MW, per una potenza complessiva di impianto di 66 MW.

Nel dettaglio il progetto prevede l'installazione di n.6 aerogeneratori nei terreni del Comune di Samassi (VS) e di n.5 aerogeneratori nei terreni del Comune di Serrenti (VS).

Gli aerogeneratori saranno collegati alla nuova Stazione di trasformazione Utente, posta nel comune di Sanluri (VS), tramite cavidotti interrati con tensione nominale pari a 30 kV.

La stazione di trasformazione utente riceverà l'energia proveniente dall'impianto eolico a 30 kV e la eleverà alla tensione di 150 kV. Tutta l'energia elettrica prodotta verrà ceduta alla rete tramite collegamento in antenna a 150 kV su una nuova Stazione Elettrica (SE) di Trasformazione a 380/150 kV della RTN, denominata "Sanluri", da inserire in entra-esce alla linea RTN 380 kV "Ittiri-Selargius", la cui autorizzazione è oggetto di altra iniziativa (benessere requisiti tecnici richiesto da altro produttore nominato capofila in sede di tavolo tecnico con Terna).

Le attività di progettazione definitiva e di studio di impatto ambientale sono state sviluppate dalla società di ingegneria Antex Group Srl.

Antex Group Srl è una società che fornisce servizi globali di consulenza e management ad Aziende private ed Enti pubblici che intendono realizzare opere ed investimenti su scala nazionale ed internazionale.

È costituita da selezionati e qualificati professionisti uniti dalla comune esperienza professionale nell'ambito delle consulenze ingegneristiche, tecniche, ambientali e gestionali.

Sia Antex che Sorgenia pongono a fondamento delle attività e delle proprie iniziative, i principi della qualità, dell'ambiente e della sicurezza come espressi dalle norme ISO 9001, ISO 14001 e OHSAS 18001 nelle loro ultime edizioni.

Difatti, in un'ottica di sviluppo sostenibile proprio e per i propri clienti e fornitori, le Aziende citate posseggono un proprio Sistema di Gestione Integrato Qualità-Sicurezza-Ambiente.

1 - DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

La presente relazione geotecnica riguarda le indagini, la caratterizzazione e modellazione geotecnica del "volume significativo" per l'opera in esame e valuta l'interazione opera/terreno ai fini del dimensionamento delle relative fondazioni.

Questa relazione in fase ESECUTIVA dovrà essere redatta sulla base dei dati risultanti dalle prove di campagna e/o di laboratorio.

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 17/01/2018 (G.U. 20/02/2018 n. 42 - Suppl. Ord. n. 8)

"Aggiornamento delle 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 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. (G.U. Serie Generale n. 35 del 11/02/2019 - Suppl. Ord. n. 5)

Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

Eurocodice 7 - *"Progettazione geotecnica"* - EN 1997-1 per quanto non in contrasto con le disposizioni del D.M. 2018 *"Norme Tecniche per le Costruzioni"*.

3 - INDAGINI 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 Prove effettuate e Caratterizzazione geotecnica

Al fine della determinazione delle caratteristiche geotecniche dei terreni coinvolti nel *"volume significativo"* dell'opera in esame, in fase ESECUTIVA corre l'obbligo di condurre delle prove geotecniche per ogni posizione della turbina, da riassumere nella relazione geologica.

In questo livello di progettazione non sono state fatte delle indagini in situ, si è avvalso dei dati forniti dalla relazione geologica la quale riporta dati di letteratura su siti aventi litotipi con le medesime caratteristiche fisico-meccaniche che hanno permesso di ricostruire le seguenti stratigrafie per ognuna delle quali sono state definite le proprietà geotecniche dei singoli terreni coinvolti.

TERRENI

| Terreni | | | | | | | | | | |
|------------------------|---------------------|----------------------|----------------------|----------------------|-----|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|------------------|
| N _{TRN} | γ _T | K1 | | | φ | c _u | c' | E _d | E _{cu} | A _{S-B} |
| | | K _{1X} | K _{1Y} | K _{1Z} | | | | | | |
| | [N/m ³] | [N/cm ³] | [N/cm ³] | [N/cm ³] | [°] | [N/mm ²] | [N/mm ²] | [N/mm ²] | [N/mm ²] | |
| Sabbia ghiaiosa | | | | | | | | | | |
| T001 | 21.000 | 80 | 80 | 300 | 32 | 0,000 | 0,020 | 270 | 0 | 0,000 |

LEGENDA:

| | |
|------------------------|--|
| N_{TRN} | Numero identificativo del terreno. |
| γ_T | Peso specifico del terreno. |
| K1 | Valori della costante di Winkler riferita alla piastra Standard di lato b = 30 cm nelle direzioni degli assi del riferimento globale X (K _{1X}), Y (K _{1Y}), e Z (K _{1Z}). |
| φ | Angolo di attrito del terreno. |
| c_u | Coesione non drenata. |
| c' | Coesione efficace. |
| E_d | Modulo edometrico. |
| E_{cu} | Modulo elastico in condizione non drenate. |
| A_{S-B} | Parametro "A" di Skempton-Bjerrum per pressioni interstiziali. |

NB: Nel caso di fondazioni dirette con stratigrafia, il calcolo del carico limite (q_{lim}) 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").

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

con i = 1, ..., 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.

3.3 Problematiche riscontrate

Durante l'esecuzione delle prove e dall'elaborazione dei dati non sono emerse problematiche rilevanti alla realizzazione delle opere di fondazione.

4 - MODELLAZIONE GEOTECNICA E PERICOLOSITA' SISMICA DEL SITO

I dati dei litotipi con le medesime caratteristiche fisico-meccanico, permettono di classificare il profilo stratigrafico, ai fini della determinazione dell'azione sismica, di categoria da C a B:

Ai fini cautelativi si è preferito mantenere una categoria più bassa C [C - Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti], basandosi sulla valutazione della velocità delle onde di taglio (V_{S30}) e/o del numero di colpi dello Standard Penetration Test (N_{SPT}) e/o della resistenza non drenata equivalente (c_{u,30}).

Tutti i parametri che caratterizzano i terreni di fondazione sono riportati nei successivi 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

Ai fini della pericolosità sismica sono stati analizzati i dati relativi alla sismicità dell'area di interesse e ad eventuali effetti di amplificazione stratigrafica e topografica. Si sono tenute in considerazione anche la classe dell'edificio e la vita nominale.

Per tale caratterizzazione si riportano di seguito i dati di pericolosità come da normativa:

la zona sismica per il territorio di Samassi, indicata nell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274/2003, aggiornata con la Delibera della Giunta Regionale della Sardegna n. 15/31 del 30.03.2004

Zona sismica 4, Zona con pericolosità sismica molto bassa.

FATTORI DI COMPORTAMENTO

| Dir | q' | q | q ₀ | K _R | Fattori di comportamento | |
|-----|----|-------|----------------|----------------|--------------------------------|----------------|
| | | | | | α _u /α ₁ | k _w |
| X | - | 1,500 | 1,50 | 1,00 | 1,00 | - |
| Y | - | 1,500 | 1,50 | 1,00 | 1,00 | - |
| Z | - | 1,500 | - | - | - | - |

LEGENDA:

- q'** Fattore di riduzione dello spettro di risposta sismico allo SLU ridotto (Fattore di comportamento ridotto - relazione C7.3.1 circolare NTC)
- q** Fattore di riduzione dello spettro di risposta sismico allo SLU (Fattore di comportamento).
- q₀** Valore di base (comprensivo di k_w).
- K_R** Fattore riduttivo funzione della regolarità in altezza : pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza, 0,8 per costruzioni non regolari in altezza, e 0,75 per costruzioni in muratura esistenti non regolari in altezza (§ C8.5.5.1)..
- α_u/α₁** Rapporto di sovraresistenza.
- k_w** Fattore di riduzione di q₀.

PARAMETRI PER LA DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA

| Stato Limite | T _r | a _g /g | Amplif. Stratigrafica | | F ₀ | T* _c | T _B | T _c | T _D |
|--------------|----------------|-------------------|-----------------------|----------------|----------------|-----------------|----------------|----------------|----------------|
| | | | S _s | C _c | | | | | |
| SLO | 30 | 0,0186 | 1,500 | 1,612 | 2,610 | 0,273 | 0,147 | 0,440 | 1,674 |
| SLD | 35 | 0,0200 | 1,500 | 1,599 | 2,628 | 0,280 | 0,149 | 0,447 | 1,680 |
| SLV | 332 | 0,0452 | 1,500 | 1,510 | 2,855 | 0,332 | 0,167 | 0,502 | 1,781 |
| SLC | 682 | 0,0549 | 1,500 | 1,477 | 2,930 | 0,356 | 0,175 | 0,525 | 1,820 |

LEGENDA:

- T_r** Periodo di ritorno dell'azione sismica. [t] = anni.
- a_g/g** Coefficiente di accelerazione al suolo.
- S_s** Coefficienti di Amplificazione Stratigrafica allo SLO/SLD/SLV/SLC.
- C_c** Coefficienti di Amplificazione di T_c allo SLO/SLD/SLV/SLC.
- F₀** Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.
- T*_c** Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.
- T_B** Periodo di inizio del tratto accelerazione costante dello spettro di progetto.
- T_c** Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro di progetto.
- T_D** Periodo di inizio del tratto a spostamento costante dello spettro di progetto.

DATI DEL SITO E DELL'OPERA

| Dati del sito e dell'opera | | | | | | | |
|----------------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------|------------------|-----------------------|------------------|----------------|
| CI Ed | V _N [t] | V _R [t] | Lat. [°ssdc] | Long. [°ssdc] | Q _g [m] | C _{Top} | S _T |
| 1 | 50 | 35 | 39.513348 | 8.933668 | 110 | T1 | 1,00 |

LEGENDA:

CI Ed Classe dell'edificio

V_N Vita nominale ([t] = anni).

V_R Periodo di riferimento. [t] = anni.

Lat. Latitudine geografica del sito.

Long. Longitudine geografica del sito.

Q_g Altitudine geografica del sito.

C_{Top} Categoria topografica (Vedi NOTE).

S_T Coefficiente di amplificazione topografica.

NOTE [-] = Parametro non significativo per il tipo di calcolo effettuato.

Categoria topografica.

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

T2: Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$.

T3: Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$.

T4: Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$.

5 - SCELTA TIPOLOGICA DELLE OPERE DI FONDAZIONE

La tipologia delle opere di fondazione sarà da verificare se consona alle caratteristiche meccaniche del terreno definite in base ai risultati delle indagini geognostiche che si faranno in fase ESECUTIVA.

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 §2.6.1 del D.M. 2018, 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 D.M. 2018.

Tabella 6.2.I - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni [cfr. D.M. 2018]

| CARICHI | EFFETTO | Coefficiente parziale γ_F (o γ_E) | A1 (STR) | A2 (GEO) |
|--------------------------------|-------------|---|-------------|-------------|
| Carichi permanenti G_1 | Favorevole | γ_{G1} | 1,00 | 1,00 |
| | Sfavorevole | | 1,30 | 1,00 |
| Carichi permanenti $G_2^{(1)}$ | Favorevole | γ_{G2} | 0,80 | 0,80 |
| | Sfavorevole | | 1,50 | 1,30 |
| Azioni variabili Q | Favorevole | γ_{Q1} | 0,00 | 0,00 |
| | Sfavorevole | | 1,50 | 1,30 |

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

I valori di resistenza del terreno sono stati ridotti tramite i coefficienti della colonna M1 definiti nella tabella 6.2.II del D.M. 2018.

Tabella 6.2.II - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno [cfr. D.M. 2018]

| PARAMETRO GEOTECNICO | Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale | Coefficiente parziale γ_M | M1 | M2 |
|---|---|----------------------------------|------|------|
| Tangente dell'angolo di resistenza a taglio | $\tan \varphi_k$ | $\gamma_{\phi'}$ | 1,00 | 1,25 |
| Coesione efficace | c'_k | $\gamma_{c'}$ | 1,00 | 1,25 |
| Resistenza non drenata | c_{uk} | γ_{cu} | 1,00 | 1,40 |
| Peso dell'unità di volume | γ_γ | γ_γ | 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 D.M. 2018 per le fondazioni superficiali.

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

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

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 = $\gamma \cdot D$ = pressione geostatica in corrispondenza del piano di posa della fondazione;

γ = 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;

γ_f = peso unità di volume del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;

N_c, N_q, N_γ = fattori di capacità portante;

s, d, i, g, b, ψ, r = coefficienti correttivi.

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

$$B' = B - 2 \cdot e_B$$

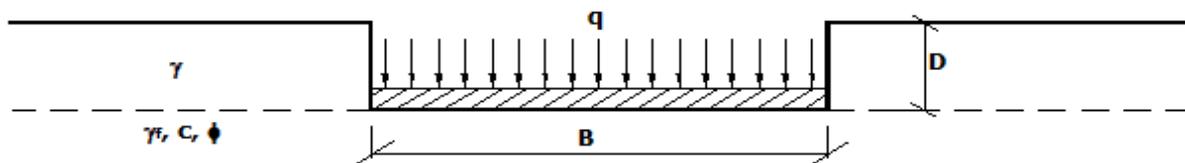
e_B = eccentricità parallela al lato di dimensione B ;

$$L' = L - 2 \cdot e_L$$

e_L = eccentricità parallela al lato di dimensione L ;

con $B' \leq L'$.

dove:



Calcolo dei fattori N_c, N_q, N_γ

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

dove:

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

ϕ = angolo di attrito del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;

ω = angolo di inclinazione del piano campagna.

Calcolo dei fattori di forma s_c, s_q, s_γ

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

con $B'/L' < 1$.

Calcolo dei fattori di profondità del piano di posa d_c, d_q, d_γ

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

Calcolo dei fattori di inclinazione del carico i_c, i_q, i_γ

Si definisce il seguente parametro:

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

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

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

| Terreni coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$) | Terreni incoerenti ($c = 0, \phi \neq 0$) | Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$) |
|---|--|---|
|---|--|---|

| | | |
|---|---|---|
| $i_c = 1 - \frac{m \cdot H}{c \cdot N_c \cdot B \cdot L}$ | $i_c = 0$ | $i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \phi}$ |
| $i_q = 1$ | $i_q = \left(1 - \frac{H}{V}\right)^m$ | $i_q = \left(1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c \cdot \cot \phi}\right)^m$ |
| $i_\gamma = 0$ | $i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V}\right)^{m+1}$ | $i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c \cdot \cot \phi}\right)^{m+1}$ |

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.

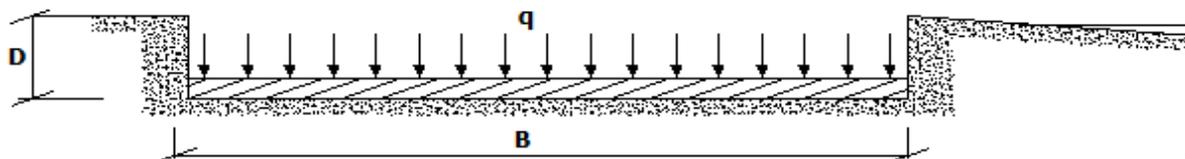
Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di campagna b_c , b_q , b_γ

Indicando con ω la pendenza del piano campagna, si ha:

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

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

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



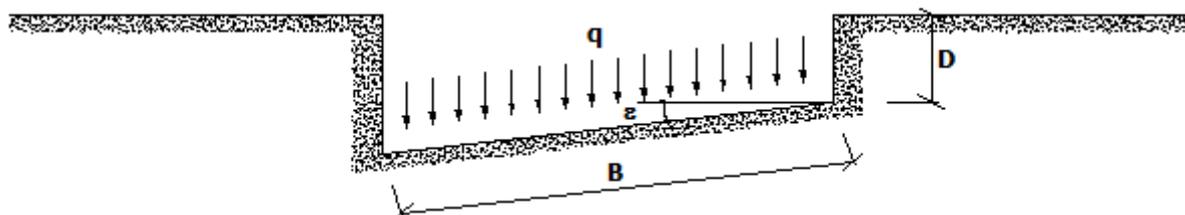
Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di posa g_c , g_q , g_γ

Indicando con ε la pendenza del piano di posa della fondazione, si ha:

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

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);

ν = modulo di Poisson. Sia in condizioni non drenate che drenate è assunto pari a 0,5 (a vantaggio di sicurezza);

σ = 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:

$$I_r < I_{r,crit} = \frac{1}{2} \cdot e^{\left[\left(3,3 - 0,45 \frac{B}{L'} \right) \cdot \cot \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \right]}$$

| Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$) | Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$) |
|--|---|
| $\psi_c = 0,32 + 0,12 \cdot \frac{B'}{L'} + 0,6 \cdot \text{Log}(I_r)$ | $\psi_c = \psi_q - \frac{1 - \psi_q}{N_c \cdot \tan \phi}$ |
| $\psi_q = 1$ | $\psi_q = e^{\left\{ \left(0,6 \frac{B'}{L'} - 4,4 \right) \tan \phi + \frac{3,07 \cdot \sin \phi \cdot \text{Log}(2 \cdot I_r)}{1 + \sin \phi} \right\}}$ |
| $\psi_\gamma = 1$ | $\psi_\gamma = \psi_q$ |

Correzione per fondazione tipo piastra

Bowles, al fine di limitare il contributo del termine " $B \cdot N_\gamma$ ", 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_γ :

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

Nella tabella sottostante sono riportati una serie di valori del coefficiente r_γ al variare della larghezza dell'elemento di fondazione.

| B [m] | 2 | 2.5 | 3 | 3.5 | 4 | 5 | 10 | 20 | 100 |
|------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| r_γ | 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 " $B \cdot N_\gamma$ " 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_u = coesione non drenata;

γ_{sat} = 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 ($\phi = 0$).

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_{hi} e K_{hk} , 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_c, Z_q, Z_γ = coefficienti correttivi dovuti all'effetto inerziale;
 c_γ = coefficiente correttivo dovuto all'effetto cinematico.

Calcolo del fattore correttivo dovuto all'effetto cinematico c_γ

L'effetto cinematico modifica il solo coefficiente N_γ in funzione del coefficiente sismico K_{hk} che è pari a:

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

dove:

β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;
 g = accelerazione di gravità;
 S_s = coefficiente di amplificazione stratigrafica;
 S_T = coefficiente di amplificazione topografica;
 a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

I valori di β_s sono riportati nella seguente tabella:

| | CATEGORIA DI SOTTOSUOLO | |
|-------------------------|-------------------------|-----------|
| | A | B,C,D,E |
| | β_s | β_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_γ è stato, pertanto, determinato con la seguente relazione:

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

Calcolo dei fattori correttivi dovuti all'effetto inerziale Z_c, Z_q, Z_γ

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 ($c \neq 0, \phi = 0$) | Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$) | |
|---|---|---|
| $Z_c = Z_q = Z_\gamma = 1$ | $Z_c = 1 - 0,32 \cdot K_{hi}$ | se $Z_c > 0$ altrimenti $Z_c = 0$ |
| | $Z_\gamma = Z_q = \left(1 - \frac{K_{hi}}{\tan \phi}\right)^{0,35}$ | se $\frac{K_{hi}}{\tan \phi} < 1$ altrimenti $Z_\gamma = Z_q = 0$ |

dove il coefficiente sismico K_{hi} è calcolato come rapporto fra forza orizzontale e verticale, variabile quindi per ogni combinazione di carico sismica.

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 , ossia il rapporto fra il carico limite q_{lim} (calcolato come sopra esposto) ed il valore del coefficiente parziale di sicurezza γ_R relativo alla capacità portante del complesso terreno-fondazione, in relazione all'approccio utilizzato. Nel caso in esame il coefficiente parziale di sicurezza γ_R è stato assunto pari a 2,3 (tabella 6.4.I del D.M. 2018).

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_γ** ", 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:

$$\text{Coef. Cor. Terzaghi per } N_q = s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot \psi_{q,z}$$

$$\text{Coef. Cor. Terzaghi per } N_c = s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot \psi_{c,z}$$

$$\text{Coef. Cor. Terzaghi per } N_\gamma = s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot \psi_{\gamma,r} \cdot Z_\gamma \cdot C_\gamma$$

VERIFICHE CARICO LIMITE FONDAZIONI DIRETTE ALLO SLU

| Verifiche Carico Limite fondazioni dirette allo SLU | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|----|----------------|----------------|-----------------|--------------------|------------------|-------|--------------------|--------------------|--------------------|----------------|----------------|----------------------|----------------------|-----------------|----------------|
| Id _{Fnd} | CS | L _x | L _y | R _{tz} | Z _{p.cmp} | Z _{Fld} | Cmp T | C. Terzaghi | | | | | | Q _{Ed} | Q _{Rd} | R _f |
| | | | | | | | | per N _q | per N _c | per N _γ | N _q | N _c | N _γ | | | |
| | | [m] | [m] | [°] | [m] | [m] | | | | | | | [N/mm ²] | [N/mm ²] | | |
| Platea 1 | NS | 23,12 | 23,10 | 90,0 0 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | 0,179 | 18,63 0 | N O |

LEGENDA:

- Id_{Fnd}** Descrizione dell'oggetto di fondazione al quale è riferita la verifica.
- CS** Coefficiente di sicurezza ([NS] = Non Significativo se $CS \geq 100$; [VNR]= Verifica Non Richiesta; Informazioni aggiuntive sulla condizione: [V] = statica; [E] = eccezionale; [S] = sismica; [N] = sismica non lineare).
- L_{x/y}** Dimensioni dell'elemento di fondazione.
- R_{tz}** Angolo compreso tra l'asse X e il lato più lungo del minimo rettangolo che delimita il poligono della platea.
- Z_{p.cmp}** Profondità di posa dell'elemento di fondazione dal piano campagna.
- Z_{Fld}** Profondità della falda dal piano campagna.
- Cmp T** Classificazione del comportamento del terreno ai fini del calcolo.
- C.** Coefficienti correttivi per la formula di Terzaghi.
- Terzaghi**
- hi**
- Q_{Ed}** Carico di progetto sul terreno.
- Q_{Rd}** Resistenza di progetto del terreno.
- R_f** [SI] = elemento con presenza di rinforzo; [NO] = elemento senza rinforzo.

VERIFICHE CARICO LIMITE FONDAZIONI DIRETTE ALLO SLD

Verifiche Carico Limite fondazioni dirette allo SLD

| Id _{Fnd} | CS | L _x | L _y | R _{tz} | Z _{P.cmp} | Z _{Fid} | Cmp T | C. Terzaghi | | | | | | Q _{Ed} | Q _{Rd} | R _f |
|-------------------|----|----------------|----------------|-----------------|--------------------|------------------|-------|--------------------|--------------------|--------------------|----------------|----------------|----------------|----------------------|----------------------|----------------|
| | | | | | | | | per N _q | per N _c | per N _γ | N _q | N _c | N _γ | | | |
| | | [m] | [m] | [°] | [m] | [m] | | | | | | | | [N/mm ²] | [N/mm ²] | |
| Platea 1 | NS | 23,12 | 23,10 | 90,00 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | 0,112 | 18,630 | NO |

LEGENDA:

- Id_{Fnd}** Descrizione dell'oggetto di fondazione al quale è riferita la verifica.
- CS** Coefficiente di sicurezza ([NS] = Non Significativo se CS ≥ 100; [VNR]= Verifica Non Richiesta; Informazioni aggiuntive sulla condizione: [V] = statica; [E] = eccezionale; [S] = sismica; [N] = sismica non lineare).
- L_{x/y}** Dimensioni dell'elemento di fondazione.
- R_{tz}** Angolo compreso tra l'asse X e il lato più lungo del minimo rettangolo che delimita il poligono della platea.
- Z_{P.cmp}** Profondità di posa dell'elemento di fondazione dal piano campagna.
- Z_{Fid}** Profondità della falda dal piano campagna.
- Cmp T** Classificazione del comportamento del terreno ai fini del calcolo.
- C.** Coefficienti correttivi per la formula di Terzaghi.
- Terzaghi**
- hi**
- Q_{Ed}** Carico di progetto sul terreno.
- Q_{Rd}** Resistenza di progetto del terreno.
- R_f** [SI] = elemento con presenza di rinforzo; [NO] = elemento senza rinforzo.