

Laminam SpA

Via Ghiarola Nuova, 258  
41042 Fiorano Modenese (MO)  
tel 0536 1844200  
e mail : info@laminam.it

**LAMINAM**  
SUPERIOR NATURAL SURFACES

Via Primo Brindani, 1, 43043  
Borgo Val di Taro (PR)

## Denominazione progetto

# Installazione di un impianto di Cogenerazione basato su un motore endotermico JMS620 della potenza di 3,36 MWe alimentato a gas metano con recupero fumi in atomizzatori

## Firme e Timbri



| Rev               | Descrizione         | Data       | N. Cognome | Data        | N. Cognome | Data       | N. Cognome |
|-------------------|---------------------|------------|------------|-------------|------------|------------|------------|
| 1                 | Aggiornamento quote | 18/05/2026 | D.Gatti    | 18/05/2026  | A.Vaccari  | 18/05/2026 | A.Vaccari  |
| 0                 | Emissione           | 07/10/2025 | D.Gatti    | 07/10/2025  | A.Vaccari  | 07/10/2025 | A.Vaccari  |
| Tabella Revisioni |                     | Emesso     |            | Controllato |            | Approvato  |            |

|                             |                                              |   |                         |                        |
|-----------------------------|----------------------------------------------|---|-------------------------|------------------------|
| 0 - Gara/Preventivo/Offerta | 1 - Progetto preliminare                     | X | 2 - Progetto definitivo | 3 - Progetto esecutivo |
| 4 - As-built                | 5 - Documentazione STD - Modulistica interna |   | 6 -                     |                        |

## Titolo

Platea cabinato Cogeneratore  
Relazione di calcolo strutture

## Tavola N°

**Rel.ED**  
**01**

## Codice documento

**RELAZIONEE\_LAMINAM**

## Nome file

## Revisione

**00**

## Scala

**1:50**

## Commessa

**N970Q911**

Impresa Mandataria / ATI

# **RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE E DELLE FONDAZIONI**

Platea di fondazione - Installazione di un impianto di Cogenerazione basato su un motore endotermico JMS620 della potenza di 3,36 MWe alimentato a gas metano con recupero fumi in atomizzatori

# 1 - DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

La presente relazione di calcolo nuove fondazioni a platea / basamento macchine in c.a. è redatta per le nuove opere di installazione di un impianto di Cogenerazione basato su un motore endotermico JMS620 della potenza di 3,36 MWe alimentato a gas metano con recupero fumi in atomizzatori nello stabilimento produttivo Laminam ubicato in Via Primo Brindani, 1, 43043 Borgo Val di Taro (PR).

La relazione riguarda la modellazione, i calcoli, il dimensionamento, 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.

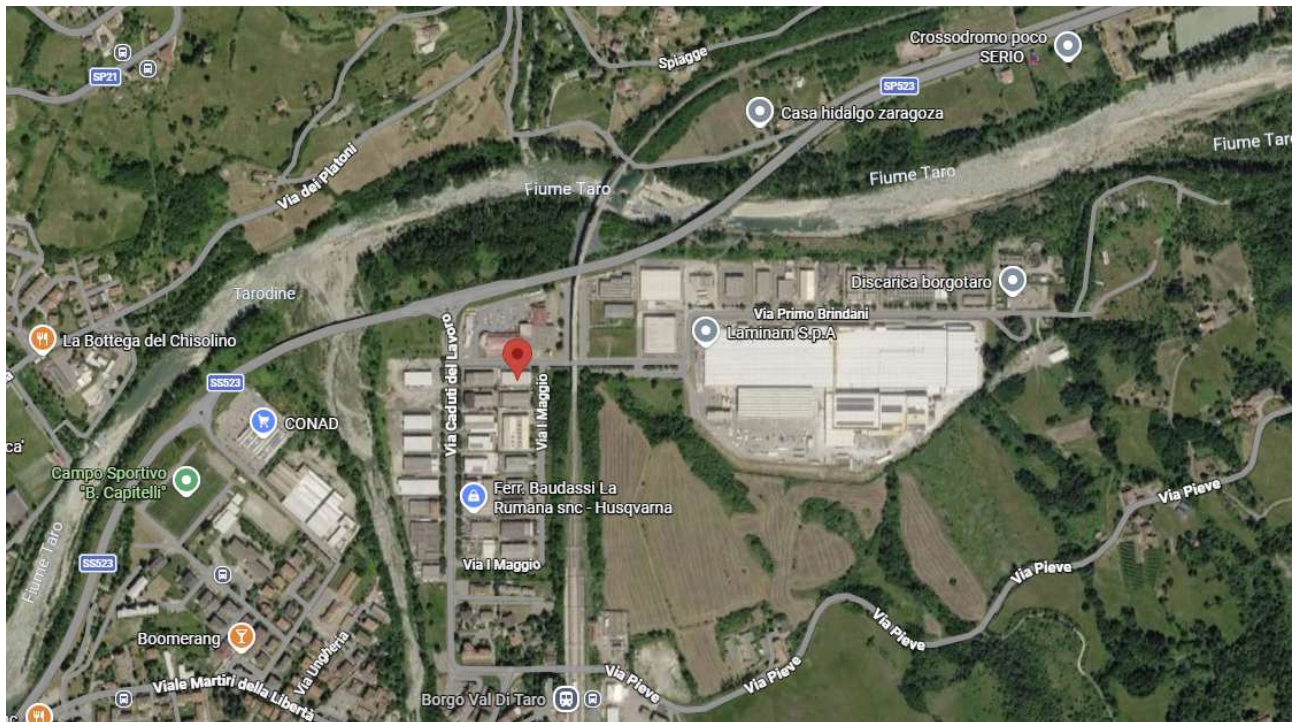


Figura 1 – Ortofoto Via Primo Brindani, 1, 43043 Borgo Val di Taro (PR)



Figura 2 – Prospetto Stabilimento Laminam

## 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, sono state condotte delle prove geotecniche, riassunte nella relazione geologica.

Le indagini realizzate hanno permesso di ricostruire le seguenti stratigrafie per ognuna delle quali sono state definite le proprietà geotecniche dei singoli terreni coinvolti.

**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"*).

$$\text{Parametro "J"} = \frac{\sum_{i=1}^n [\text{Parametro "J" (strato, i)} \cdot \text{Spessore (strato, i)}]}{\text{Profondità significativa}}$$

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.

## 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

Le indagini effettuate, permettono di classificare il profilo stratigrafico, ai fini della determinazione dell'azione sismica, di categoria:

**B [B - Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto 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.

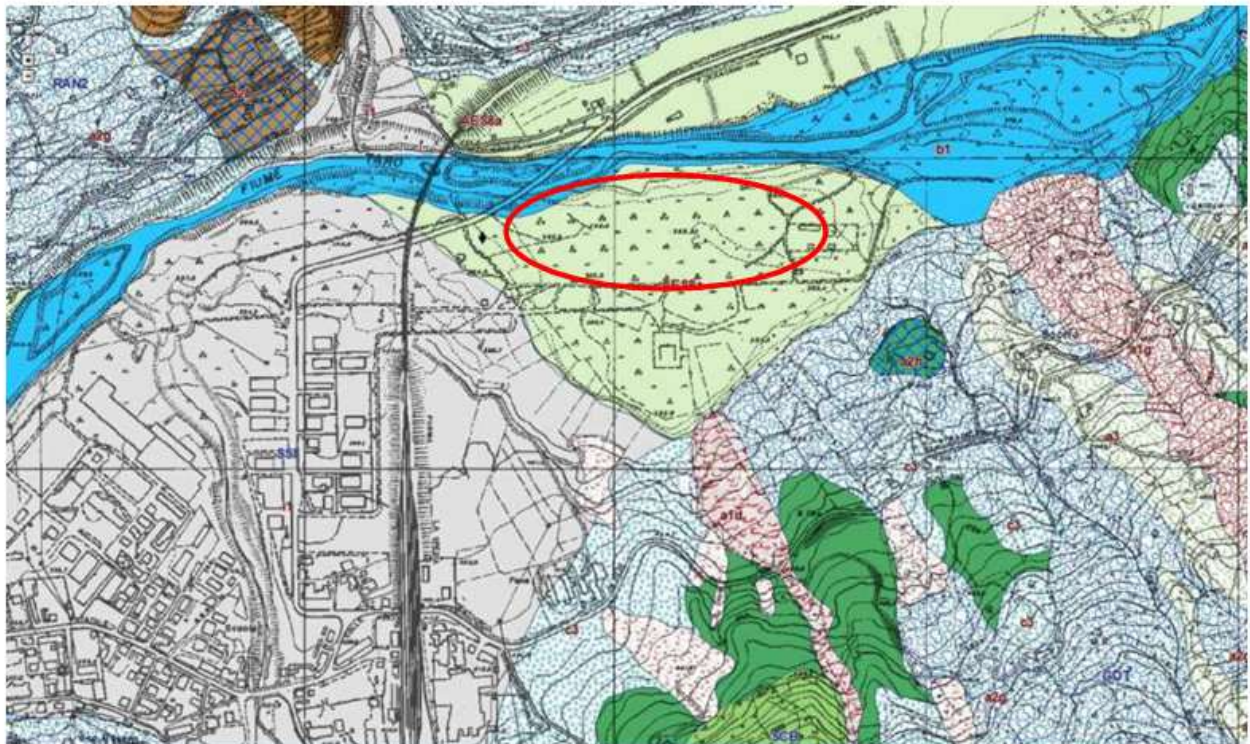


Fig. 5 Inquadramento geologico

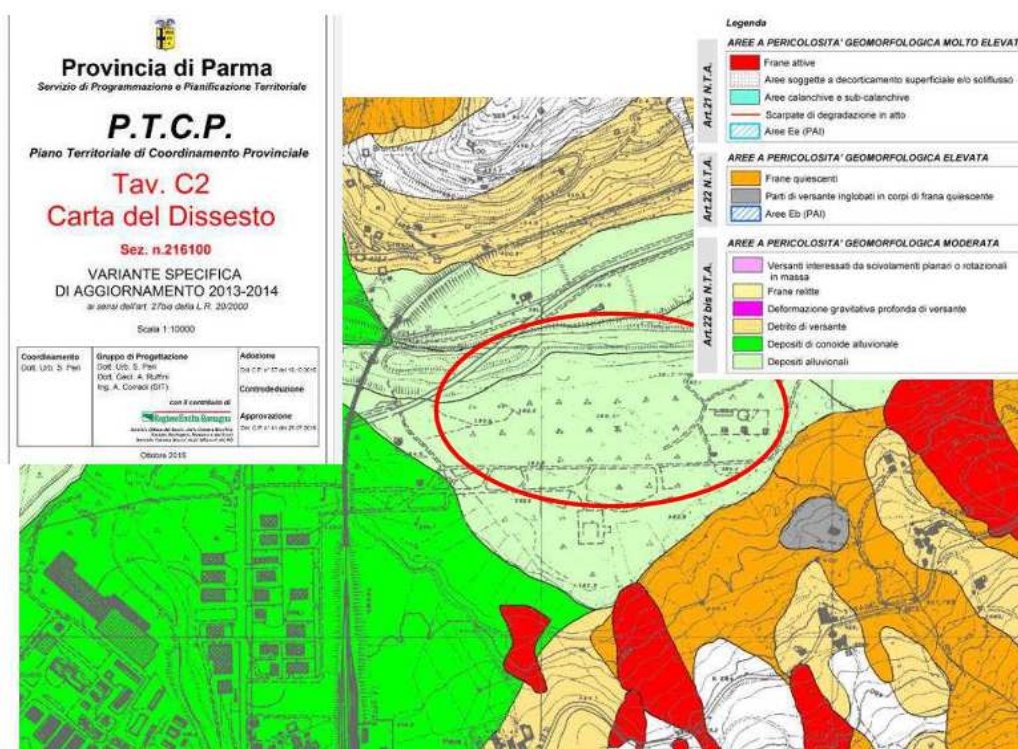


Fig. 6 Stralcio della carta del dissesto - Variante di aggiornamento 2013-2014

## 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:

### DATI GENERALI ANALISI SISMICA

| Dati generali analisi sismica |    |    |    |        |                    |     |                   |        |    |    |     |
|-------------------------------|----|----|----|--------|--------------------|-----|-------------------|--------|----|----|-----|
| Ang                           | NV | CD | MP | Dir    | TS                 | EcA | Ir <sub>tmp</sub> | C.S.T. | RP | RH | ξ   |
| [°]                           |    |    |    |        |                    |     |                   |        |    |    | [%] |
| 45                            | 3  | B  | ca | X<br>Y | [T + C]<br>[T + C] | S   | N                 | B      | NO | SI | 5   |

#### LEGENDA:

- Ang** Direzione di una componente dell'azione sismica rispetto all'asse X (sistema di riferimento globale); la seconda componente dell'azione sismica e' assunta con direzione ruotata di 90 gradi rispetto alla prima.
- NV** Nel caso di analisi dinamica, indica il numero di modi di vibrazione considerati.
- CD** Classe di duttilità: [A] = Alta - [B] = Media - [ND] = Non Dissipativa - [-] = Nessuna.
- MP** Tipo di struttura sismo-resistente prevalente: [ca] = calcestruzzo armato - [caOld] = calcestruzzo armato esistente - [muOld] = muratura esistente - [muNew] = muratura nuova - [muArm] = muratura armata - [ac] = acciaio.
- Dir** Direzione del sisma.
- TS** Tipologia della struttura:  
Cemento armato: [T 1C] = Telai ad una sola campata - [T+C] = Telai a più campate - [P] = Pareti accoppiate o miste equivalenti a pareti - [2P NC] = Due pareti per direzione non accoppiate - [P NC] = Pareti non accoppiate - [DT] = Deformabili torsionalmente - [PI] = Pendolo inverso - [PM] = Pendolo inverso intelaiate monopiano;  
Muratura: [P] = un solo piano - [PP] = più di un piano - [C-P/MP] = muratura in pietra e/o mattoni pieni - [C-BAS] = muratura in blocchi artificiali con percentuale di foratura > 15%;  
Acciaio: [T 1C] = Telai ad una sola campata - [T+C] = Telai a più campate - [CT] = controventi concentrici diagonale tesa - [CV] = controventi concentrici a V - [M] = mensola o pendolo inverso - [TT] = telaio con tamponature.
- EcA** Eccentricità accidentale: [S] = considerata come condizione di carico statica aggiuntiva - [N] = Considerata come incremento delle sollecitazioni.
- Ir<sub>tmp</sub>** Per piani con distribuzione dei tamponamenti in pianta fortemente irregolare, l'eccentricità accidentale è stata incrementata di un fattore pari a 2: [SI] = Distribuzione tamponamenti irregolare fortemente - [NO] = Distribuzione tamponamenti regolare.

**Dati generali analisi sismica**

| Ang | NV | CD | MP | Dir | TS | EcA | Ir <sub>Temp</sub> | C.S.T. | RP | RH | $\xi$ |
|-----|----|----|----|-----|----|-----|--------------------|--------|----|----|-------|
| [°] |    |    |    |     |    |     |                    |        |    |    | [%]   |

**C.S.T.** Categoria di sottosuolo: [A] = Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi - [B] = Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti - [C] = Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti - [D] = Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti - [E] = Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D.

**RP** Regolarità in pianta: [SI] = Struttura regolare - [NO] = Struttura non regolare.

**RH** Regolarità in altezza: [SI] = Struttura regolare - [NO] = Struttura non regolare.

**$\xi$**  Coefficiente viscoso equivalente.

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

**DATI GENERALI ANALISI SISMICA - FATTORI DI COMPORTAMENTO****Fattori di comportamento**

| Dir | $q'$ | $q$   | $q_0$ | $K_R$ | $\alpha_u/\alpha_1$ | $k_w$ |
|-----|------|-------|-------|-------|---------------------|-------|
| X   | -    | 3,150 | 3,15  | 1,00  | 1,05                | -     |
| Y   | -    | 3,150 | 3,15  | 1,00  | 1,05                | -     |
| 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).

**$q_0$**  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)..

**$\alpha_u/\alpha_1$**  Rapporto di sovrarresistenza.

**$k_w$**  Fattore di riduzione di  $q_0$ .

**Stato limite ultimo****SLV**

**Accelerazione di progetto** **ag:** **0,201 g**

**Parametro spettrale** **Fo:** **2,397**

**Parametro spettrale** **Tc\*:** **0,279[s]**

**Stato limite di esercizio****SLD**

**Accelerazione di progetto** **ag:** **0,079 g**

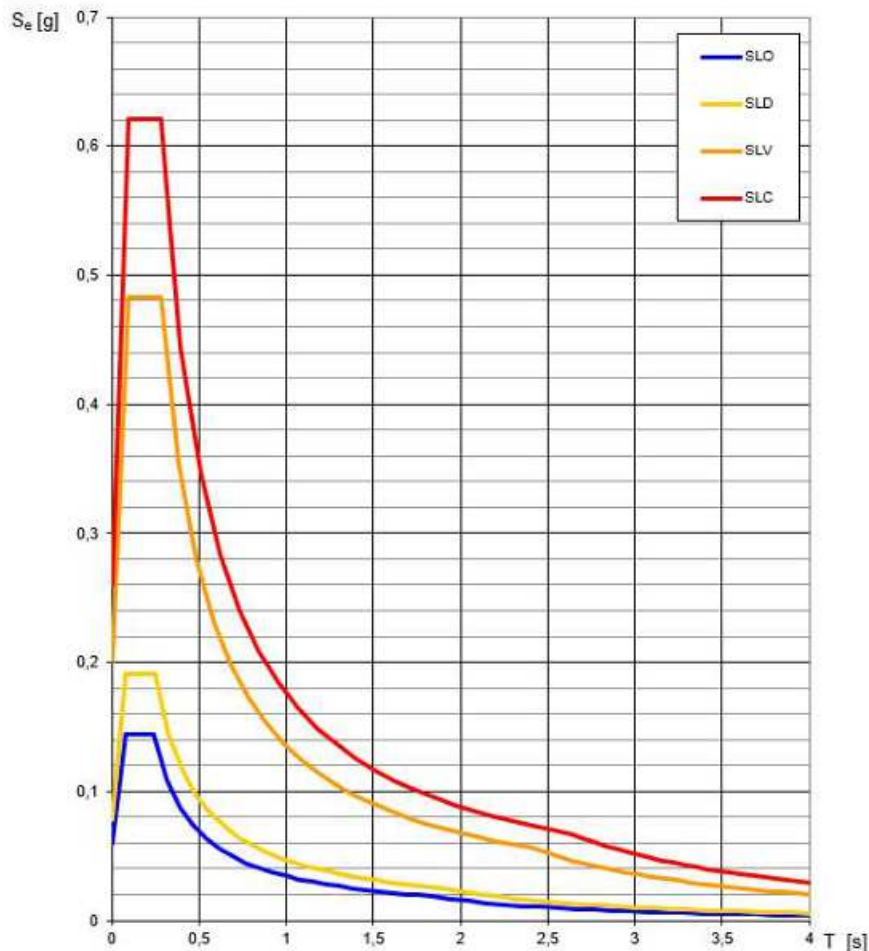
**Parametro spettrale** **Fo:** **2,426**

**Parametro spettrale** **Tc\*:** **0,247[s]**

**Coefficienti sismici**

|     | $S_s$ | $C_c$ | $S_t$ | $K_h$ | $K_v$ | $A_{max}$ | $Beta$ |
|-----|-------|-------|-------|-------|-------|-----------|--------|
| SL0 | 1,200 | 1,470 | 1,000 | 0,014 | 0,007 | 0,699     | 0,200  |
| SLD | 1,200 | 1,460 | 1,000 | 0,019 | 0,009 | 0,922     | 0,200  |
| SLV | 1,200 | 1,420 | 1,000 | 0,068 | 0,034 | 2,371     | 0,280  |
| SLC | 1,150 | 1,420 | 1,000 | 0,083 | 0,042 | 2,920     | 0,280  |

### Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite



## 5 - SCELTA TIPOLOGICA DELLE OPERE DI FONDAZIONE

La tipologia delle opere di fondazione è consona 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 – platea di fondazione superficiale.

## 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<br>$\gamma_F$ (o $\gamma_E$ ) | A1<br>(STR) | A2<br>(GEO) |
|--------------------------------|-------------|-----------------------------------------------------|-------------|-------------|
| Carichi permanenti $G_1$       | Favorevole  | $\gamma_{G1}$                                       | 1,00        | 1,00        |
|                                | Sfavorevole |                                                     | 1,30        | 1,00        |
| Carichi permanenti $G_2^{(1)}$ | Favorevole  | $\gamma_{G2}$                                       | 0,80        | 0,80        |
|                                | Sfavorevole |                                                     | 1,50        | 1,30        |
| Azioni variabili $Q$           | Favorevole  | $\gamma_{Qi}$                                       | 0,00        | 0,00        |
|                                | Sfavorevole |                                                     | 1,50        | 1,30        |

<sup>(1)</sup> 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  $\gamma_{G1}$

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<br>$\gamma_M$ | M1   | M2   |
|---------------------------------------------|---------------------------------------------------------|-------------------------------------|------|------|
| Tangente dell'angolo di resistenza a taglio | $\tan\phi_k$                                            | $\gamma_\phi$                       | 1,00 | 1,25 |
| Coesione efficace                           | $c'_k$                                                  | $\gamma_c$                          | 1,00 | 1,25 |
| Resistenza non drenata                      | $c_{uk}$                                                | $\gamma_{cu}$                       | 1,00 | 1,40 |
| Peso dell'unità di volume                   | $\gamma_y$                                              | $\gamma_y$                          | 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  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.**

| Verifica      | Coefficiente Parziale<br>(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;

$\gamma$  = 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:

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

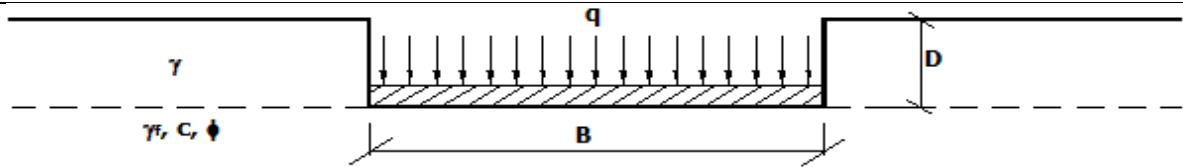
$e_B$  = eccentricità parallela al lato di dimensione  $B$ ;

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

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

con  $B' \leq L'$ .

dove:

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

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

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:

$$m = m_B = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$$

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  $\theta$  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;

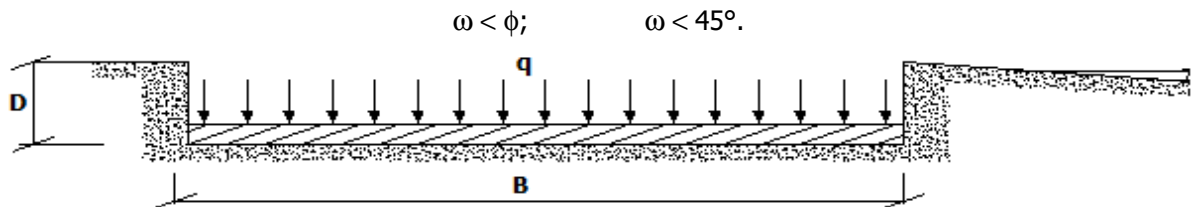
V = componente verticale dei carichi agente sul piano di posa della fondazione.

### 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>( $c \neq 0, \phi \neq 0$ ) |
|-------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------|
| $b_c = 1 - \frac{2 \cdot \omega}{(2 + \pi)}$          | $b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \cdot \tan \phi}$                   |
| $b_q = (1 - \tan \omega)^2 \cdot \cos \omega$         | $b_q = (1 - \tan \omega)^2 \cdot \cos \omega$                       |
| $b_\gamma = b_q / \cos \omega$                        | $b_\gamma = b_q / \cos \omega$                                      |

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

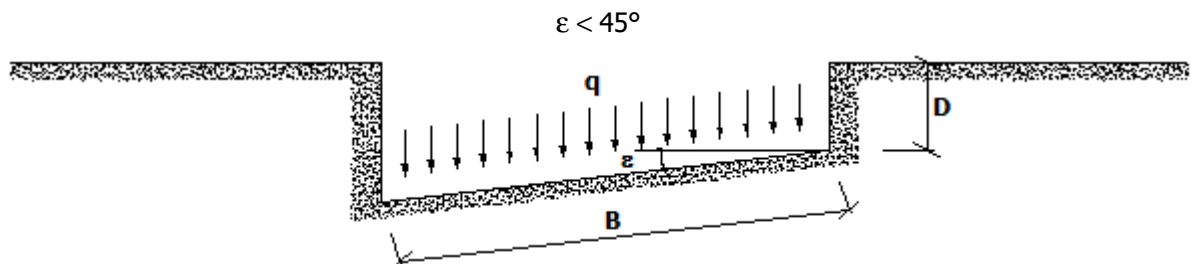


### Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di posa $g_c$ , $g_q$ , $g_\gamma$

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:



### 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 rigidezza  $I_r$  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<br>( $c \neq 0$ , $\phi = 0$ )               | Terreni dotati di attrito e coesione<br>( $c \neq 0$ , $\phi \neq 0$ )                                                                                            |
|------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| $\Psi_c = 0.32 + 0.12 \cdot \frac{B'}{L'} + 0.6 \cdot \text{Log}(I_r)$ | $\Psi_c = \Psi_q - \frac{1 - \Psi_q}{N_c \cdot \tan \phi}$                                                                                                        |
| $\Psi_q = 1$                                                           | $\Psi_q = e^{\left\{ \left( 0.6 \frac{B'}{L'} - 4.4 \right) \cdot \tan \phi + \frac{3.07 \cdot \sin \phi \cdot \text{Log}(2 \cdot I_r)}{1 + \sin \phi} \right\}}$ |
| $\Psi_\gamma = 1$                                                      | $\Psi_\gamma = \Psi_q$                                                                                                                                            |

### 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  $r_\gamma$ :

$$r_\gamma = 1 - 0.25 \cdot \text{Log}(B/2) \quad \text{con } B \geq 2 \text{ m}$$

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

| B [m]      | 2    | 2.5  | 3    | 3.5  | 4    | 5    | 10   | 20   | 100  |
|------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| $r_\gamma$ | 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;

$\gamma_{sat}$  = 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  $\phi$  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:

$z_c, z_q, z_\gamma$  = coefficienti correttivi dovuti all'effetto inerziale;  
 $c_\gamma$  = coefficiente correttivo dovuto all'effetto cinematico.

### Calcolo del fattore correttivo dovuto all'effetto cinematico $c_\gamma$

L'effetto cinematico modifica il solo coefficiente  $N_\gamma$  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:

$\beta_s$  = 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  $\beta_s$  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 $\frac{K_{hi}}{\tan \phi} < 1$ altrimenti $z_\gamma = z_q = 0$ |

dove:

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

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

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  $R_d$ , 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  $\gamma_R$  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  $N_\gamma$** ", 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:

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

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

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

## 7 - STIMA DEI CEDIMENTI DELLE FONDAZIONI

I cedimenti delle fondazioni superficiali sono il risultato (l'integrale) delle deformazioni verticali del terreno sottostante la fondazione. Queste deformazioni sono conseguenti ad un'alterazione dello stato di tensione nel sottosuolo imputabile a vari motivi quali il carico trasmesso dalle strutture di fondazione, variazioni del regime delle pressioni neutre nel sottosuolo, vibrazioni indotte, scavi eseguiti nei pressi della fondazione.

Nel calcolo eseguito dal software vengono stimati i cedimenti prodotti dai carichi trasmessi dalla fondazione, che sono sempre presenti, e ne è stata valutata l'ammissibilità in condizioni di esercizio.

### 7.1 Calcolo dell'incremento delle tensioni

Gli incrementi di tensione indotti nel sottosuolo, dai carichi applicati in superficie, sono stati valutati mediante la teoria di Boussinesq, che definisce lo stato di tensione e deformazione indotto in un semispazio elastico da una forza concentrata  $P$  agente normalmente al suo piano limite (figura sottostante).

Gli incrementi di tensione nel sottosuolo, che generano i cedimenti, espressi in un sistema di coordinate cilindriche  $\theta$ ,  $z$ ,  $r$ , sono determinate attraverso le seguenti relazioni:

$$\sigma_z = \frac{3 \cdot P}{2 \cdot \pi} \cdot \frac{z^3}{R^5}$$

$$\sigma_r = -\frac{P}{2 \cdot \pi \cdot R^2} \cdot \left[ -\frac{3 \cdot r^2 \cdot z}{R^3} + \frac{(1 - 2 \cdot \nu) \cdot R}{(R + z)} \right]$$

$$\tau_{rz} = \frac{3 \cdot P}{2 \cdot \pi} \cdot \frac{z^2 \cdot r}{R^5}$$

$$\sigma_\theta = -\frac{(1 - 2 \cdot \nu) \cdot P}{2 \cdot \pi \cdot R^2} \cdot \left[ \frac{z}{R} - \frac{R}{(R + z)} \right]$$

dove  $R = \sqrt{r^2 + z^2}$ .

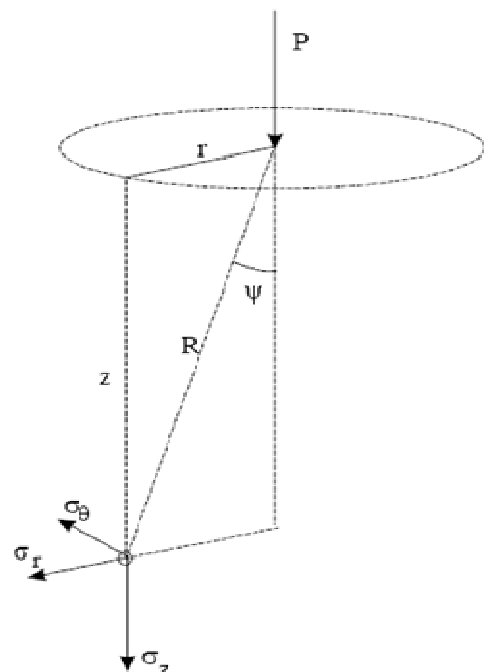
I valori delle tensioni radiali  $\sigma_r$  e tangenti  $\sigma_\theta$ , proiettati sugli assi  $X$  e  $Y$ , diventano:

$$\sigma_x = \sigma_r \cdot \cos(\alpha) - \sigma_\theta \cdot \sin(\alpha);$$

$$\sigma_y = \sigma_r \cdot \sin(\alpha) + \sigma_\theta \cdot \cos(\alpha);$$

dove  $\alpha$  è l'angolo formato dal raggio  $r$  con l'asse  $X$ .

Gli incrementi di tensione sono stati calcolati, per ogni combinazione di carico allo SLE e allo SLD, al centro di strati elementari (substrati) con cui si è discretizzato il sottosuolo in corrispondenza di ogni verticale di calcolo (vedi figura sottostante). L'altezza adottata per il substrato è di 100 cm.



## Distribuzione delle forze al contatto del piano di posa

Per poter affrontare il problema in maniera generale, l'area di impronta della fondazione viene discretizzata in areole elementari sufficientemente piccole e si sostituisce all'azione ripartita, competente ad ogni singola areola, un'azione concentrata equivalente. Il terreno a contatto con la fondazione viene corrispondentemente discretizzato in elementi elastici, detti bounds, che lavorano nelle tre direzioni principali XYZ. Le fondazioni trasmettono agli elementi bounds le azioni provenienti dal calcolo in elevazione e su tale modello il solutore determina le azioni  $F_x$ ,  $F_y$ ,  $F_z$  agenti sul singolo bound. Inizialmente si ritiene il bound elastico e bidirezionale, ossia reagente anche a trazione, e in tale ipotesi viene condotto un calcolo lineare. Se, per effetto di eccentricità, si hanno bounds reagenti a trazione, si ridefinisce il legame costitutivo nell'ipotesi di assenza di resistenza a trazione e si effettua un calcolo NON lineare in cui sono definite aree di contatto parzializzate e vengono esclusi i bounds a trazione.

Attraverso questo procedimento, effettuato per tutte le combinazioni di carico, sono note le reazioni dei bounds compressi e quindi le forze ( $F_z$ ) da cui calcolare gli incrementi di tensione nel sottosuolo in una serie di punti significativi.

Per ogni verticale in cui si è calcolato il cedimento, l'incremento di tensione nel sottosuolo è stato calcolato sommando gli effetti di tutte le forze elementari.

Inoltre, è stato considerato il *decremento di tensione dovuto allo scavo*, in modo da sottrarre all'intensità del carico applicato il valore della tensione litostatica agente sul piano di posa prima della realizzazione della fondazione.

## 7.2 Calcolo dei cedimenti

Noti gli incrementi di tensione nei vari strati, per il calcolo dei cedimenti viene adottato il metodo edometrico di Terzaghi, distinguendo tra terreni a grana grossa e terreni a grana fine.

### • Terreni a grana grossa

Per questi terreni i cedimenti si estinguono immediatamente per cui il cedimento iniziale ( $w_0$ ) coincide con quello finale ( $w_f$ ).

In tal caso, per il calcolo del cedimento, sarebbe indispensabile far ricorso a procedimenti empirici che utilizzano i risultati di prove in sito.

Viste le difficoltà e l'incertezza nella stima di specifici parametri geotecnici, il cedimento è stato valutato utilizzando il metodo edometrico.

### • Terreni a grana fina

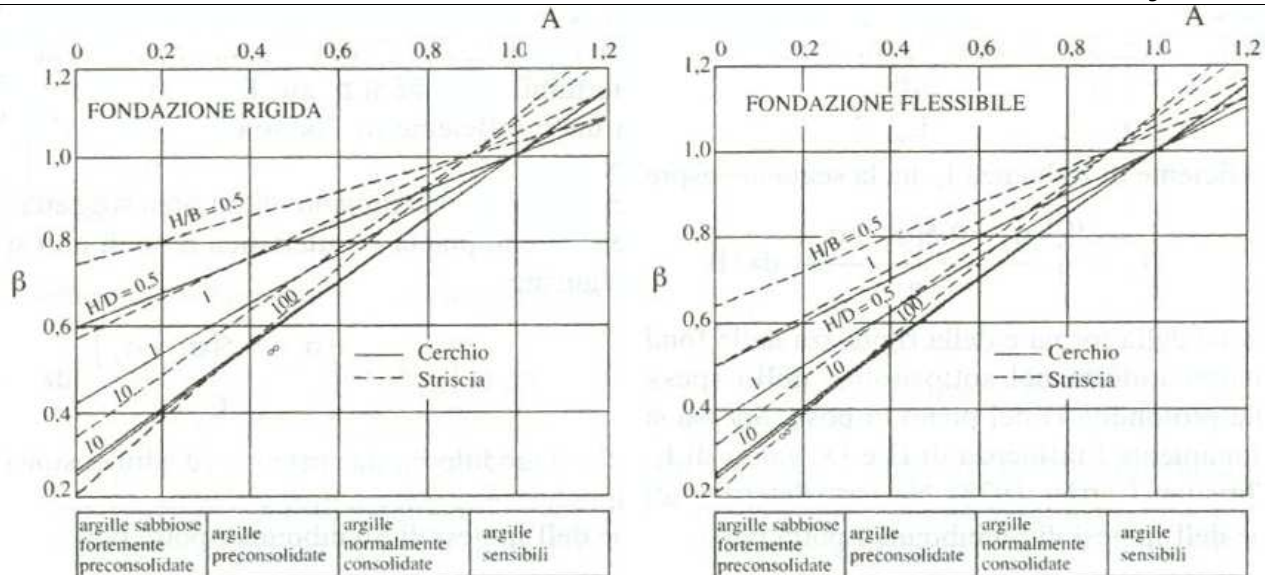
Il metodo edometrico fornisce il cedimento a lungo termine, NON consentendo di valutare il cedimento iniziale. Calcolato l'incremento di tensioni  $\Delta\sigma$  nei vari strati, ognuno di spessore  $H_i$  e modulo  $E_{ed,i}$ , il cedimento edometrico risulta pari a:

$$w_{ed} = \sum_i \frac{\Delta\sigma_i}{E_{ed,i}} \cdot H_i$$

Per la stima del cedimento di consolidazione si utilizza il metodo di Skempton e Bjerrum che esprime tale cedimento come un'aliquota di quello edometrico, pertanto:

$$W_c = \beta \cdot W_{ed}$$

I valori del coefficiente  $\beta$  sono riportati in grafici in funzione della rigidezza della fondazione, della forma della fondazione, dello spessore dello strato deformabile e del coefficiente di Skempton "A" (vedi figura sottostante).



Il coefficiente "A" di Skempton può essere ricavato in funzione del grado di consolidazione del terreno come indicato nella seguente tabella.

| Grado di consolidazione del terreno | $A_{Skempton}$   |
|-------------------------------------|------------------|
| basso                               | $0,75 \div 1,50$ |
| normale                             | $0,50 \div 1,00$ |
| poco sovraconsolidato               | $0,20 \div 0,50$ |
| molto sovraconsolidato              | $0,00 \div 0,25$ |

Il software utilizza il valore medio degli intervalli indicati. Tuttavia il tecnico è libero di inserire manualmente tali parametri qualora siano state fatte indagini specifiche relative alla loro determinazione.

Il cedimento iniziale  $w_0$  è calcolato con la teoria dell'elasticità in termini di tensioni totali secondo la seguente espressione:

$$w_0 = \frac{q \cdot B}{E_u} \cdot I_w$$

in cui:

- $E_u$  è il modulo di elasticità NON drenato;
- $q$  è il carico (medio ripartito) sulla fondazione;
- $B$  è la larghezza caratteristica della fondazione,
- $I_w$  è il coefficiente di influenza.

Il coefficiente di influenza  $I_w$  ha la seguente espressione:

$$I_w = \int_0^{H/B} \frac{\sigma_z - 0,5 \cdot (\sigma_x + \sigma_y)}{q} dz/B$$

in cui  $H$  è lo spessore dello strato deformabile e le  $\sigma_x$  e  $\sigma_y$  sono calcolate con un coefficiente di Poisson che, in condizioni NON drenate, è assunto pari a 0,5.

Il modulo di elasticità NON drenato di un terreno può essere ricavato dalla seguente tabella in cui è messo in relazione con la coesione NON drenata ( $c_u$ ), l'indice di plasticità ( $I_p$ ) e il grado di consolidazione del terreno (OCR). Tuttavia il tecnico è libero di inserire manualmente tali parametri qualora siano state fatte indagini specifiche relative alla loro determinazione.

| Rapporto $K_u = (E_u / c_u)$              |             |                   |             |
|-------------------------------------------|-------------|-------------------|-------------|
| Grado di consolidazione del terreno (OCR) | $I_p < 0,3$ | $0,3 < I_p < 0,5$ | $I_p > 0,5$ |
| basso/normale ( $< 3$ )                   | 800         | 400               | 200         |
| poco sovraconsolidato (da 3 a 5)          | 500         | 300               | 150         |
| molto sovraconsolidato ( $> 5$ )          | 300         | 200               | 100         |

Il cedimento finale è pari a:

$$w_f = w_0 + w_c.$$

## **CALCOLI ANALITICI**

Platea di fondazione - Installazione di un impianto di Cogenerazione basato su un motore endotermico JMS620 della potenza di 3,36 MWe alimentato a gas metano con recupero fumi in atomizzatori

# 1 - DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

La presente relazione di calcolo nuove fondazioni a platea / basamento macchine in c.a. è redatta per le nuove opere di installazione di un impianto di Cogenerazione basato su un motore endotermico JMS620 della potenza di 3,36 MWe alimentato a gas metano con recupero fumi in atomizzatori nello stabilimento produttivo Laminam ubicato in Via Primo Brindani, 1, 43043 Borgo Val di Taro (PR).

## 1. Premessa e oggetto della relazione

La presente relazione di calcolo è redatta ai sensi del D.M. 17/01/2018 "Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni" (NTC 2018) e relativa Circolare esplicativa, ed ha per oggetto la verifica geotecnica e strutturale di una fondazione a platea in calcestruzzo armato a servizio di un cogeneratore e delle apparecchiature connesse, ubicata in: Via Primo Brindani, 1 – 43043 Borgo Val di Taro (PR).

La platea è classificabile come fondazione superficiale rigida su terreno di tipo B, ai sensi del §3.2.2 e del Capitolo 6 delle NTC 2018 (progettazione geotecnica).

## 2. Riferimenti normativi e criteri di progetto

- **Normativa principale:**
  - **D.M. 17/01/2018 – Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2018);**
  - Circolare esplicativa alle NTC 2018.
- **Capitoli NTC di riferimento:**
  - **Cap. 2:** Azioni sulle costruzioni;
  - **Cap. 4:** Costruzioni civili e industriali (criteri generali di verifica);
  - **Cap. 6:** Progettazione geotecnica (fondazioni superficiali, approcci di verifica GEO e SLE);
  - **Cap. 7:** Progettazione per azioni sismiche (per il solo inquadramento del sito e del tipo di terreno).
- **Criteri di verifica:**
  - **Stati limite ultimi (SLU):**
    - Verifiche geotecniche di capacità portante e scorrimento (GEO, Approccio 2: combinazione A1+M1+R3);
    - Verifiche strutturali della platea (FL, TAG, eventuale punzonamento se necessario).
  - **Stati limite di esercizio (SLE):**
    - Verifica qualitativa dei cedimenti e della funzionalità (deformazioni contenute e compatibili con l'opera).

### 3. Dati geometrici, meccanici e di armatura

#### 3.1 Geometria della platea

- **Dimensioni in pianta:**

- **Lunghezza:** 2150 cm = 21.50 m
- **Larghezza:** 1000 cm = 10.00 m
- **Area:**

$$A = 21.50 \cdot 10.00 = 215.0 \text{ m}^2$$

- **Spessore platea:** 60 cm = 0.60 m
- **Magrone di sottofondazione:**
  - **Spessore:** 10 cm = 0.10 m
  - **Funzione:** strato di regolarizzazione e protezione del calcestruzzo strutturale.

#### 3.2 Materiali

- **Platea in c.a.:**

- Classe di resistenza: **C32/40**
- Resistenza caratteristica cilindrica:  $f_{ck} = 32 \text{ MPa}$

- **Magrone:**

- Classe di resistenza: **C16/20**

- **Acciaio d'armatura (assunto):**

- Classe: **B450C** (acciaio ad aderenza migliorata)
- Resistenza caratteristica:  $f_{yk} = 450 \text{ MPa}$

#### 3.3 Armatura prevista

- **Armatura inferiore:**

- Barre Ø12 mm, passo 20 cm, nei due sensi (x e y).

- **Armatura superiore:**

- Barre Ø12 mm, passo 20 cm, nei due sensi (x e y).

L'armatura è quindi **bidirezionale** e **disposta sia all'intradosso che all'estradosso**, garantendo un comportamento scatolare e una buona ripartizione delle sollecitazioni flettenti e di taglio.

### 4. Azioni di progetto e modello di calcolo

#### 4.1 Azioni permanenti

- **Peso proprio platea in c.a.:**

- Spessore:  $h = 0.60 \text{ m}$
- Volume:

$$V_{pl} = A \cdot h = 215.0 \cdot 0.60 = 129.0 \text{ m}^3$$

- Peso specifico calcestruzzo (NTC, valore usuale):  $\gamma_c \approx 25 \text{ kN/m}^3$
- Peso proprio platea:

$$G_{pl} = V_{pl} \cdot \gamma_c = 129.0 \cdot 25 \approx 3225 \text{ kN}$$

- **Peso proprio magrone (C16/20):**

- Spessore:  $h_{mag} = 0.10 \text{ m}$
- Volume:

$$V_{mag} = A \cdot h_{mag} = 215.0 \cdot 0.10 = 21.5 \text{ m}^3$$

- Peso specifico (assunto):  $\gamma_{mag} \approx 24 \text{ kN/m}^3$
- Peso magrone:

$$G_{mag} = 21.5 \cdot 24 \approx 516 \text{ kN}$$

- **Peso proprio complessivo fondazione (platea + magrone):**

$$G_{fond} \approx 3225 + 516 = 3741 \text{ kN}$$

#### 4.2 Azioni permanenti strutturali e non strutturali

- **Carico del cogeneratore e apparecchiature connesse:**
  - Valore fornito: **91150 kg**
  - Conversione in kN:

$$G_{cog} = 91.150 \text{ t} \cdot 9.81 \approx 894 \text{ kN}$$

Si assume, in prima approssimazione, che il carico del cogeneratore e delle apparecchiature sia ripartito uniformemente sulla superficie della platea (ipotesi cautelativa per la verifica geotecnica globale; eventuali carichi concentrati saranno trattati nei modelli di dettaglio strutturale).

#### 4.3 Azioni variabili

Per la presente fondazione, il carico del cogeneratore è considerato permanente non strutturale (G2) ai sensi del §2.5 NTC 2018; non si considerano azioni variabili significative aggiuntive ai fini della verifica geotecnica globale.

#### 4.4 Modello di calcolo geotecnico

- **Tipologia di fondazione:** platea superficiale rigida.
- **Terreno di fondazione: Tipo B** – rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, ai sensi del §3.2.2 NTC 2018.
- **Modello:** fondazione superficiale su terreno omogeneo, con distribuzione di pressione pressoché uniforme (rigidità della platea elevata rispetto al terreno).

## 5. Verifiche geotecniche

### 5.1 Pressione media al piano di posa

- **Carico totale verticale di progetto (carichi caratteristici):**

$$G_{tot,k} = G_{fond} + G_{cog} \approx 3741 + 894 = 4635 \text{ kN}$$

- **Pressione media caratteristica al piano di posa:**

$$\sigma_{v,k} = \frac{G_{tot,k}}{A} = \frac{4635}{215.0} \approx 21.6 \text{ kN/m}^2$$

Il valore è estremamente contenuto, indice di una sollecitazione molto modesta sul terreno di tipo B.

### 5.2 Verifica di capacità portante (SLU – GEO, Approccio 2)

In riferimento alla specifica relazione geotecnica con parametri misurati, si assume un valore **cautelativo** di capacità portante ammissibile per terreno di tipo B dell'ordine di:

$$\sigma_{amm} \geq 200 \text{ kN/m}^2$$

Confronto:

$$\sigma_{v,k} \approx 21.6 \text{ kN/m}^2 \ll \sigma_{amm} \approx 200 \text{ kN/m}^2$$

La verifica di capacità portante risulta **ampiamente soddisfatta**.

In termini formali, la verifica agli SLU GEO (Approccio 2, combinazione A1+M1+R3) prevede:

- **Azioni:** moltiplicate per i coefficienti parziali  $\gamma_F$  (Tab. 6.2.I NTC 2018);
- **Resistenza:** ridotta tramite  $\gamma_R = 2.3$  per il carico limite (Tab. 6.4.I NTC 2018).

Dato il rapporto estremamente favorevole tra pressione agente e capacità portante tipica del terreno di tipo B, la verifica risulta soddisfatta con ampio margine di sicurezza.

### 5.3 Verifica di scorrimento

La risultante verticale è molto elevata rispetto a eventuali azioni orizzontali (non significative nel presente schema di carico). La resistenza a scorrimento al piano di posa, data da:

$$R_{sliding} = N_d \cdot \tan \delta$$

(con  $\delta$  angolo di attrito terreno–fondazione) risulta largamente superiore a qualsiasi azione orizzontale ipotizzabile per il cogeneratore. La verifica di scorrimento è quindi **soddisfatta** (Approccio 2,  $\gamma_R = 1.1$  per lo scorrimento).

### 5.4 Verifica SLE – Cedimenti

Per terreni di tipo B, con pressioni così contenute ( $\approx 20$  kPa), i cedimenti attesi risultano **molto modesti** e ampiamente compatibili con la funzionalità del cogeneratore e delle apparecchiature.

La verifica SLE si esprime formalmente come:

$$E_d < C_d$$

dove  $E_d$  rappresenta i cedimenti/deformazioni di esercizio e  $C_{ai}$  limiti ammissibili. Con le pressioni in gioco, i cedimenti risultano verosimilmente inferiori ai limiti usuali per macchinari (pochi mm–cm), da confermare eventualmente con specifico calcolo geotecnico di dettaglio (modello edometrico o elastico).

## 6. Verifiche strutturali della platea

### 6.1 Modello strutturale

- **Schema di calcolo:** platea in c.a. appoggiata su sottofondo cedevole (modello di Winkler o FEM equivalente), con carico prevalentemente uniforme.
- **Condizioni di vincolo:** la platea è considerata vincolata al terreno tramite reazione distribuita proporzionale agli spostamenti verticali.

In tale configurazione, le sollecitazioni flettenti risultano notevolmente inferiori a quelle di una trave/lastra libera su appoggi puntuali, grazie al supporto continuo del terreno.

### 6.2 Verifica a flessione

Per strisce unitarie nelle due direzioni principali (21.50 m e 10.00 m), la platea è armata con:

- Armatura inferiore: Ø12/20 cm in entrambe le direzioni;
- Armatura superiore: Ø12/20 cm in entrambe le direzioni.

L'armatura risulta simmetrica e ridondante rispetto alle sollecitazioni attese per una pressione media così bassa.

In un modello FEM tipico di platea su suolo elastico, i momenti flettenti di progetto risultano ampiamente compatibili con la capacità resistente della sezione in c.a. C32/40 con armatura Ø12/20 cm, sia all'intradosso che all'estradosso.

La verifica a flessione si esprime, per ciascuna direzione, come:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd}$$

dove  $M_{Rd}$  è il momento resistente della sezione armata con le barre Ø12/20 cm, calcolato secondo il §4.1.2.1 NTC 2018 (sezione rettangolare in c.a. soggetta a flessione retta).

### 6.3 Verifica a taglio

La platea, con spessore 60 cm, presenta una **notevole altezza utile**; il taglio sollecitante derivante dalla modesta pressione di contatto è contenuto.

La verifica a taglio si esprime come:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}$$

dove  $V_{Rd}$  è la resistenza a taglio del calcestruzzo (eventualmente integrata dall'armatura trasversale, se prevista). Per le sollecitazioni in gioco, la resistenza a taglio del solo calcestruzzo C32/40 risulta sufficiente, in accordo con i criteri del §4.1.2.3 NTC 2018.

## 6.4 Verifica a punzonamento

Nel presente schema, il carico del cogeneratore è stato considerato **ripartito** sull'intera platea.

- la verifica a punzonamento non risulta significativa e la platea si comporta come lastra su suolo elastico con sollecitazioni diffuse.

In assenza di indicazioni di carichi concentrati, si assume che la verifica a punzonamento non sia dimensionante.

## 7. Conclusioni

Sulla base dei dati forniti e dei criteri di verifica previsti dal D.M. 17/01/2018 (NTC 2018), si può concludere che:

- **Dal punto di vista geotecnico:**
  - La pressione media al piano di posa ( $\approx 21.6 \text{ kN/m}^2$ ) è **molto inferiore** ai valori tipici ammissibili per un terreno di tipo B;
  - Le verifiche di **capacità portante** e **scorrimento** risultano ampiamente soddisfatte (Approccio 2, combinazione A1+M1+R3);
  - I **cedimenti attesi** sono modesti e compatibili con la funzionalità del cogeneratore.
- **Dal punto di vista strutturale:**
  - La platea in c.a. C32/40, spessore 60 cm, armata  $\varnothing 12/20$  cm in entrambe le direzioni, sia superiormente che inferiormente, risulta adeguata a sopportare le sollecitazioni flettenti e di taglio derivanti dalla modesta pressione di contatto con il terreno;
  - Non emergono criticità strutturali per la configurazione di carico globale considerata; eventuali verifiche di dettaglio (punzonamento) potranno essere sviluppate in funzione della reale impronta del cogeneratore.

Pertanto, la fondazione a platea descritta risulta verificata, in via generale, ai sensi del D.M. 17/01/2018, sia sotto il profilo geotecnico che strutturale, per il carico del cogeneratore e delle apparecchiature connesse indicato.

