



comune  
**Carsoli**



regione  
**Abruzzo**

provincia  
**L'Aquila**



## PROGETTO ESECUTIVO

# PROGETTO PER L'ADEGUAMENTO STRUTTURALE DELL'EDIFICIO SEDE DEL MUNICIPIO DI CARSOLI (AQ)

localizzazione

**CARSOLI,  
P.zza della Libertà, n°1  
Fg. 69 - Part.Ila 16**

data

**Ottobre 2015**

tavola

**R3\_STR**

scale

-

descrizione

elaborato

**Relazione Geotecnica**

committente

**COMUNE DI CARSOLI  
P.zza della Libertà n°1  
67061 - CARSOLI (AQ)**

<u>Revisione elaborato:</u>	data



**Ing. Massimo Gerosolimo Porziella**

Studio Tecnico Associato Progetto Integrato, Via Silvio Spaventa n°10, SULMONA (AQ)  
tel.0864-51619 - fax. 0864-950372 - email: studiotecnico@progettointegrato.it - www.progettointegrato.it



**COMUNE DI CARSOLI**

PROVINCIA DI L'AQUILA

**ADEGUAMENTO STRUTTURALE DELL'EDIFICIO SEDE DEL  
MUNICIPIO DI CARSOLI (AQ)**

-Progetto Esecutivo-

<b>Relazione geotecnica</b>
-----------------------------

## INDICE

<b>1</b>	<b>PREMESSA</b>	<b>2</b>
<b>2</b>	<b>PROGRAMMA E RISULTATI DELLE INDAGINI GEOGNOSTICHE</b>	<b>2</b>
2.1	CARATTERISTICHE FISICO-MECCANICHE DEI TERRENI	3
2.2	DEFINIZIONE DELLA CATEGORIA DI SOTTOSUOLO AI SENSI DEL D.M. 14/01/2008	4
<b>3</b>	<b>CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLE FONDAZIONI</b>	<b>5</b>
<b>4</b>	<b>METODI DI CALCOLO E VERIFICA</b>	<b>7</b>
4.1	INDICAZIONI GENERALI	7
4.2	METODO DI CALCOLO DEL CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI	9
4.3	METODO DI CALCOLO DELLE TENSIONI INDOTTE NEL TERRENO	12
4.4	METODO DI CALCOLO DEI CEDIMENTI DELLA FONDAZIONE	13
<b>5</b>	<b>VERIFICHE GEOTECNICHE</b>	<b>15</b>
5.1	VERIFICHE GEOTECNICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI	15
5.2	VERIFICHE GEOTECNICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO	16
<b>6</b>	<b>CONCLUSIONI</b>	<b>17</b>

## INDICE DELLE FIGURE

Figura 3-1: Stralcio del progetto dell'Edificio Comunale - Pianta fondazioni.	5
Figura 3-2: Stralcio del progetto dell'Edificio Comunale - Sezione plinto tipo e trave di fondazione.	5
Figura 3-3: Ubicazione e rilievo delle strutture di fondazione.	6
Figura 3-4: Stratigrafia del sottosuolo	6
Figura 5-1: Tensioni indotte sul terreno per la combinazione SLU/SLV più gravosa (pressioni in daN/cm <sup>2</sup> ).	15
Figura 5-2: Rapporto tra tensioni indotte e carico di progetto del terreno (carico limite del terreno / $\gamma_R$ ).	15
Figura 5-3: Cedimenti edometrici per la combinazione più gravosa (cedimenti in cm).	16

## INDICE DELLE TABELLE

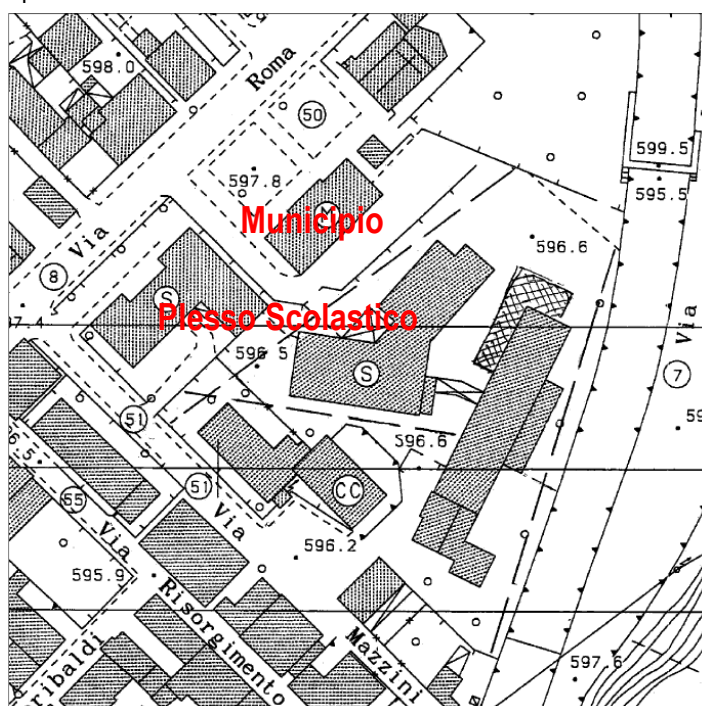
Tabella 4-1: Coefficienti parziali per le azioni.	7
Tabella 4-2: Coefficienti parziali per i parametri geotecnici.	7
Tabella 4-3: Coefficienti parziali per le resistenze.	8

## 1 PREMESSA

La presente relazione, relativa alle verifiche geotecniche delle fondazioni della Sede Municipale di Carsoli, è stata redatta sulla base della Relazione Geologica e Geotecnica relativa ad "Indagini geologiche per la verifica sismica degli edifici del Plesso Scolastico", redatta dal Dott. Geol. Alessandro Lorè in data 06/07/2009.

## 2 PROGRAMMA E RISULTATI DELLE INDAGINI GEOGNOSTICHE

Per le caratteristiche litologiche e geotecniche del terreno si è fatto riferimento ai risultati di una campagna di indagini geognostiche condotte nel quadro della valutazione di vulnerabilità sismica degli edifici del Plesso Scolastico, adiacente alla Sede Municipale.



Nello specifico si è fatto riferimento alle indagini geognostiche allegate alla Relazione Geologica redatta dal Dott. Geol. Alessandro Lorè:

- un rilevamento geologico e geomorfologico di dettaglio dell'area di studio e delle aree circostanti;
- una campagna di indagini geognostiche consistente in n°5 sondaggi a carotaggio continuo con esecuzione di prove SPT in foro;
- una campagna di indagini geofisiche consistente in n° 1 down-hole in onde P ed S, n° 1 misura di microtremori, n° 6 stendimenti di sismica a rifrazione di superficie in onde P per complessivi 420 ml.
- n° 5 linee sismiche a rifrazione di superficie in onde P, ciascuna di lunghezza 60 ml (linee 1, 2, 3, 4, 5);
- n° 1 linea sismica a rifrazione di superficie in onde P, di lunghezza 120 ml (linea 6);
- n° 1 down-hole, lunghezza 20 m;
- n° 1 misura di microtremori.

## **2.1 CARATTERISTICHE FISICO-MECCANICHE DEI TERRENI**

Di seguito si riporta la descrizione della successione dei terreni presenti nel luogo di edificazione del fabbricato, come risultante dalle indagini geognostiche e dalla relazione geotecnica in precedenza citata.

L'area in argomento interessa parte dell'attuale piana alluvionale del F. Turano e parte del 1° terrazzo associato a questo corso d'acqua, elevato di 1-2 metri rispetto la piana stessa. La morfologia è sostanzialmente pianeggiante. Il raccordo tra il terrazzo e la piana alluvionale è marcato da un debole pendio immergente verso ovest con pendenza inferiore al 5% (2°-3°). Nell'area, in conseguenza dei passati e recenti interventi antropici, non sono evidenti altre morfologie. Il F. Turano corre a margine dell'area in argomento entro un alveo totalmente antropizzato.

Nell'area in argomento e nelle zone circostanti, per un'estensione significativa, non vi sono evidenze di dissesti e nullo è il rischio che il sito venga interessato da fenomeni di dissesto aventi origine in aree limitrofe. Nulli sono altresì i rischi connessi con la dinamica fluviale.

Nell'area è stata rilevata una falda idrica a pelo libero, ospitata nei depositi alluvionali, con superficie piezometrica a 3,6 m dal piano campagna e probabili oscillazioni decimetriche in funzione della stagione climatica.

Il rilevamento geologico e geomorfologico, i dati desunti dalla letteratura e le risultanze delle indagini effettuate hanno permesso di individuare i termini litologici presenti nell'area, le loro caratteristiche geotecniche ed i relativi rapporti stratigrafici.

Di seguito vengono descritti, a partire dalla superficie del piano campagna, i termini litologici rilevati. La caratterizzazione geotecnica dei terreni descritti è stata basata sui risultati acquisiti con le prove effettuate.

### **1) Coperture antropiche**

Tale unità è costituita da materiali di varia natura (essenzialmente asfalto e materiali aridi) a luoghi associati a residui lacerti dell'originaria coltre pedogenetica. Essa forma uno strato discontinuo presente su gran parte dell'area immediatamente al di sotto della superficie topografica.

Gli spessori rilevati sono compresi tra 1,0 e 1,6 m. Tale unità non viene interessata dalle fondazioni del fabbricato in argomento, le quali si attestano sull'unità immediatamente successiva.

Le loro caratteristiche meccaniche sono da considerarsi scadenti e non sono state ulteriormente indagate dato che l'unità non viene interessata dalle fondazioni del fabbricato in argomento.

### **2) Depositi alluvionali**

L'unità è costituita da prevalenti ghiaie in matrice limoso-argillosa, a luoghi sabbiosa, di colore avana, con lenti di vario spessore di sabbie limose con clasti. Le caratteristiche meccaniche appaiono discrete. Gli spessori rilevati sono compresi tra 3,5 e 5,5 m, con letto a profondità comprese tra 3,8 e 6,5 m dal piano campagna.

Le prove SPT effettuate hanno restituito un valore medio di NSPT=25, deviazione standard 2,4. Non è stata considerata la prova effettuata nel sondaggio S4 poiché l'elevato valore misurato (NSPT=62) è probabilmente dovuto alla presenza di un clasto localizzato di grandi dimensioni.

Tali elementi permettono di attribuire all'unità i seguenti valori medi dei parametri geotecnici.

- Peso di volume:  $\gamma = 18-19 \text{ KN/m}^3$
- Densità relativa:  $D_r=61\%$
- Angolo di attrito interno:  $\varphi' = 34^\circ$
- Coesione:  $c' = 0-5 \text{ kPa}$

- Modulo di Young:  $E = 38 \text{ MPa}$
- Velocità onde P:  $V_p = 937 \text{ m/s}$
- Velocità onde S:  $V_s = 473 \text{ m/s}$
- La permeabilità è da considerarsi discreta.

### **3) Unità arenaceo-pelitica**

Tale unità rappresenta il substrato geologico e geotecnico dell'area in esame. Essa è costituita da alternanze di arenarie e marne in strati di spessore medio, a giacitura fortemente inclinata rispetto l'orizzontale. Le sue caratteristiche meccaniche sono buone anche se gli orizzonti superficiali, per uno spessore di qualche metro, appaiono alquanto alterati. Il suo spessore complessivo non è ben conosciuto, ma è sicuramente dell'ordine delle centinaia di metri. Le prove SPT effettuate hanno tutte restituito un valore di NSPT = rifiuto. Il comportamento dell'unità è comunque francamente litoide, nonostante il moderato grado di alterazione dei livelli superficiali.

Dati di letteratura e prove in situ eseguite in affioramenti limitrofi al sito in esame ed interpretate secondo i criteri di Bieniawsky (1973) e di Hoek & Brown (1997) permettono di attribuire all'unità i seguenti valori medi dei parametri geotecnici:

- Peso di volume:  $g = 23\text{-}26 \text{ kN/m}^3$
- Angolo di attrito interno:  $f = 25^\circ\text{-}35^\circ$
- Coesione:  $c' = 100\text{-}200 \text{ kPa}$
- Coefficiente di
- Compressione uniassiale:  $\sigma_n = 30\text{-}50 \text{ MPa}$
- Modulo di Young:  $E = 2100\text{-}6700 \text{ MPa}$
- Coefficiente di Poisson:  $\nu = 0,40\text{-}0,46$
- Velocità onde P:  $V_p = 2637 \text{ m/s}$
- Velocità onde S:  $V_s = 513\text{-}1071 \text{ m/s}$
- La permeabilità è molto bassa se non nulla.

Le indagini geognostiche, le prove SPT, e le indagini sismiche a rifrazione hanno evidenziato una notevole uniformità della successione stratigrafica in termini sia di spessore che di caratteristiche geotecniche e pertanto si ritiene lecito estrapolare il risultato acquisito anche all'area ove si situa l'edificio Comunale.

## **2.2 DEFINIZIONE DELLA CATEGORIA DI SOTTOSUOLO AI SENSI DEL D.M. 14/01/2008**

È stata eseguita un'indagine sismica con metodologia down-hole che ha permesso di misurare un valore medio della  $V_{s,30}$ , pari a  $541 \text{ m/sec}$

Tale valore permette di individuare la seguente categoria del suolo di fondazione ai sensi del DM 14/01/2008 (tabella 3.2.II): **Categoria B**: *"Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{s30}$  compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero  $N_{SPT,30} > 50$  nei terreni a grana grossa e  $c_{u,30} > 250 \text{ kPa}$  nei terreni a grana fina)"*.

Per quanto concerne le condizioni topografiche, l'area di progetto rientra nella **categoria T1**, definita dal D.M. 14/01/2008 come *"Superfici pianeggianti, Pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$ "*.

### 3 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLE FONDAZIONI

Come risultante dalla documentazione progettuale originaria reperita, le fondazioni del fabbricato in oggetto sono costituite da plinti a sezione trapezoidale di altezza 50 cm posizionati in corrispondenza di ogni pilastro in c.a. di elevazione e ricollegati da una maglia di travi di sezione rettangolare cm 60x50 su cui insistono le murature dell'edificio. Plinti e travi di fondazione sono stati gettati su uno strato di calcestruzzo magro di altezza 12 cm.

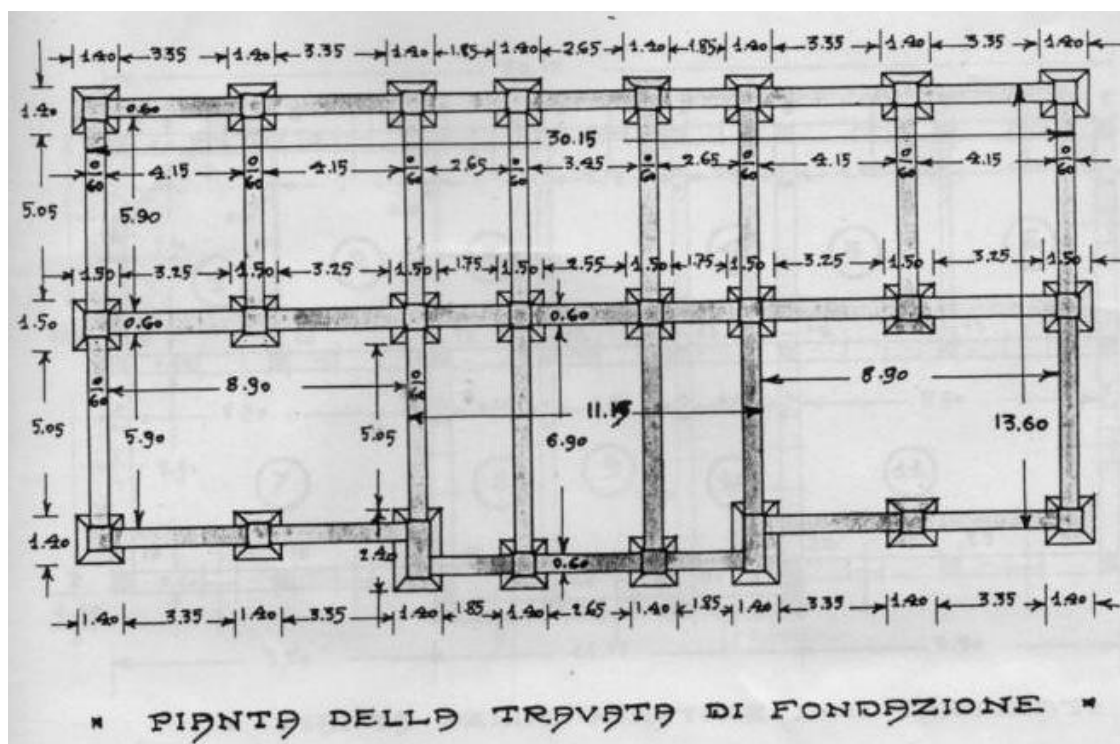


Figura 3-1: Stralcio del progetto dell'Edificio Comunale - Pianta fondazioni.

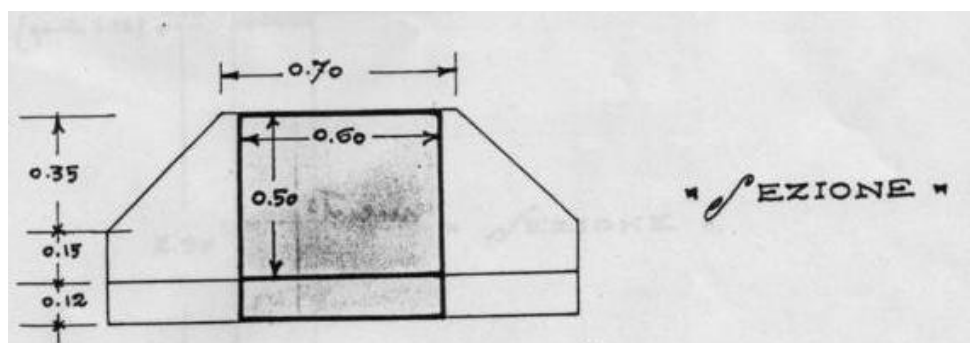
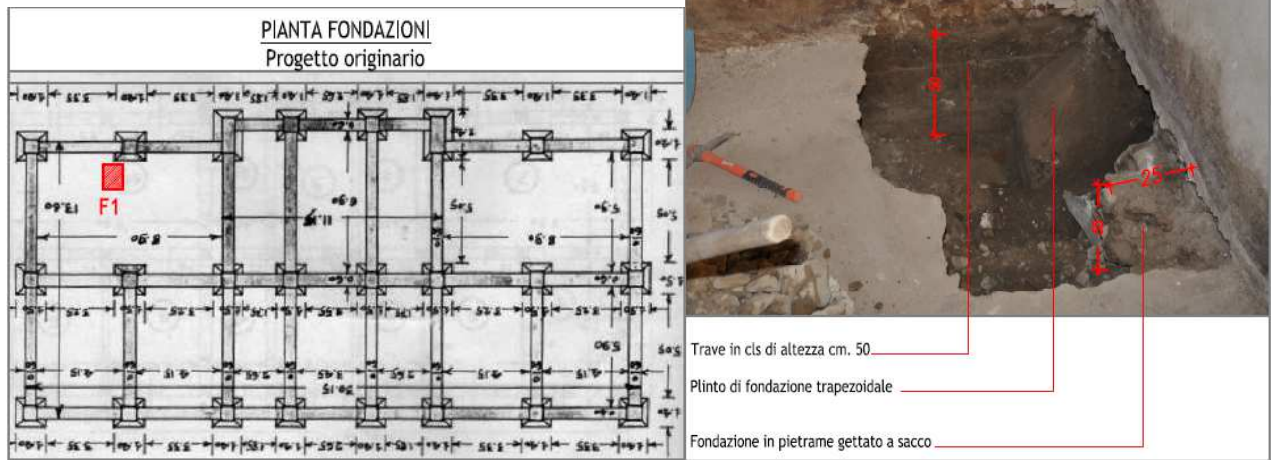


Figura 3-2: Stralcio del progetto dell'Edificio Comunale - Sezione plinto tipo e trave di fondazione.

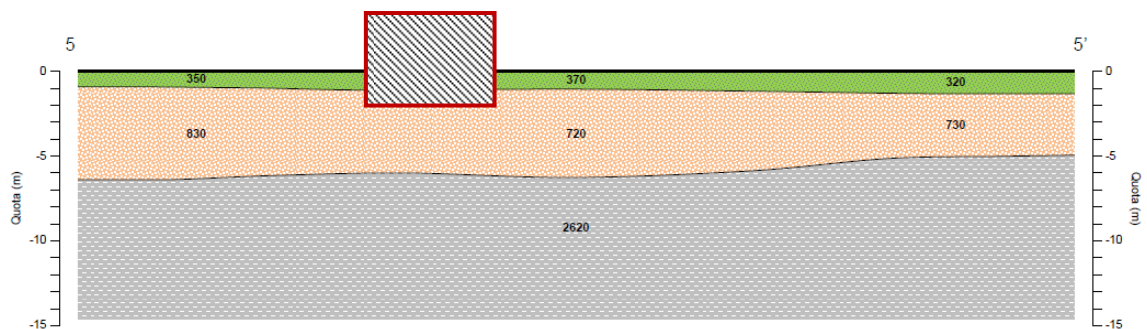
Le strutture di fondazione sono state indagate mediante un rilievo puntuale della geometria e dei materiali costituenti al fine di valutarne la congruenza con gli elaborati progettuali reperiti. Il rilievo eseguito ha permesso di confermare che le fondazioni sono state realizzate conformemente alla geometria riportata negli elaborati progettuali reperiti.





**Figura 3-3: Ubicazione e rilievo delle strutture di fondazione.**

In considerazione della geometria delle strutture fondali e dell'altezza del piano seminterrato, si è ipotizzato che le fondazioni dell'edificio si attestano sull'orizzonte di terreno costituito dai depositi alluvionali.



**Figura 3-4: Stratigrafia del sottosuolo**

## 4 METODI DI CALCOLO E VERIFICA

### 4.1 INDICAZIONI GENERALI

Note le caratteristiche del terreno di fondazione e la tipologia e geometria delle strutture fondali dell'edificio sono state effettuate le verifiche geotecniche.

Gli SLU relativi alle fondazioni superficiali riguardano lo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno nonché dal raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali e per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione  $E_d \leq R_d$ .

La verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi. Nel primo approccio progettuale (Approccio 1) sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti: la prima combinazione è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno, mentre la seconda combinazione è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2) è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche.

Le azioni saranno amplificate, a seconda delle combinazioni degli approcci seguiti, dei coefficienti di seguito riportati:

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

**Tabella 4-1: Coefficienti parziali per le azioni.**

I valori di progetto delle caratteristiche geotecniche del terreno verranno determinati, a seconda delle combinazioni e degli approcci seguiti, con i coefficienti di seguito riportati:

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

**Tabella 4-2: Coefficienti parziali per i parametri geotecnici.**

I coefficienti di sicurezza da garantire per il soddisfacimento delle verifiche a carico limite ed a scorrimento, a seconda delle combinazioni e degli approcci seguiti, sono i seguenti:

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

**Tabella 4-3: Coefficienti parziali per le resistenze.**

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

Le verifiche geotecniche devono essere effettuate nei confronti dei seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO)
  - o collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno
  - o collasso per scorrimento sul piano di posa
  - o stabilità globale

Tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati in Tabella 4-1, Tabella 4-2 e Tabella 4-3, la verifica geotecnica di stabilità globale deve essere effettuata secondo:

**Approccio 1:**

- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

mentre le restanti verifiche geotecniche possono essere effettuate seguendo uno dei seguenti due approcci:

**Approccio 1:**

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)
- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

**Approccio 2:**

- Combinazione: (A1+M1+R3).

Si trascurano, perché non rilevanti date le caratteristiche del sistema fondale e la posizione plano-altimetrica, le verifiche relative alla stabilità globale.

Le **verifiche geotecniche** agli stati limite ultimi (SLU/SLV) sono state eseguite secondo le indicazioni del §6.4.2.1 del D.M. 14/01/2008 scegliendo di applicare l'**Approccio "2"** (A1+M1+R3).

Le verifiche agli stati limite di esercizio (SLE) devono invece essere eseguite calcolando i valori degli spostamenti e delle distorsioni per verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione.

## 4.2 METODO DI CALCOLO DEL CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI

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

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

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

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

Indice di rigidezza viene confrontato con l'indice di rigidezza critico “ $I_{r,crit}$ ”, avente la seguente espressione:

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

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

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

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

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

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

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

- $E_{ed}$  è il modulo edometrico del terreno sottostante la fondazione;
- $\nu$  è il coefficiente di Poisson del terreno sottostante la fondazione;
- $k_0$  è il coefficiente di spinta a riposo del terreno sottostante la fondazione;
- $\varphi$  è l'angolo d'attrito efficace del terreno sottostante il piano di posa;
- $c'$  è la coesione in termini di tensioni efficaci;
- $\sigma'$  è la tensione litostatica effettiva a profondità  $D+B/2$ ;
- $L$  è la luce delle singole travi di fondazione;

- D è la profondità del piano di posa della fondazione dal piano campagna;
- B è la larghezza della trave di fondazione.

Definito il meccanismo di rottura si passa al calcolo del carico limite modellando il terreno come mezzo rigido perfettamente plastico. L'espressione del carico limite è la seguente:

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

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

- $N_q, N_c, N_\gamma$ , sono i fattori adimensionali di portanza funzione dell'angolo d'attrito interno  $\varphi$  del terreno;
- $s_q, s_c, s_\gamma$ , sono i coefficienti che rappresentano il fattore di forma;
- $d_q, d_c, d_\gamma$ , sono i coefficienti che rappresentano il fattore dell'approfondimento;
- $i_q, i_c, i_\gamma$ , sono i coefficienti che rappresentano il fattore di inclinazione del carico;
- $\gamma_1$  è il peso per unità di volume del terreno sovrastante il piano di posa;
- $\gamma_2$  è il peso per unità di volume del terreno sottostante il piano di posa.

Si dimostra, per fondazioni aventi larghezza modesta, che il terzo termine non aumenta indefinitamente e per valori elevati di "B", secondo sia VESIC che DE BEER il valore limite è prossimo a quello di una fondazione profonda. BOWLES per fondazioni di larghezza maggiore di 2.00 metri propone il seguente fattore riduttivo:

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

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

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

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

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

Formulazione di Vesic (1975) :

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

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

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

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

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

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

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

- se  $\varphi = 0$  si ha:

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

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

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

- $V$  componente verticale del carico agente sulla fondazione;
- $H$  componente orizzontale del carico agente sulla fondazione (sia lungo  $B$  che lungo  $L$ );
- $c_a$  adesione fondazione-terreno (valore variabile tra il 60% e 100% della coesione);
- $\alpha_1, \alpha_2$  esponenti di potenza che variano tra 2 e 5.

Nel caso in cui il cuneo di fondazione è interessato da falda idrica, il valore di  $\gamma_2$  nella formula trinomia assume la seguente espressione:

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

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- $\gamma$  è il peso per unità di volume del terreno sottostante il piano di posa;
- $\gamma_{sat}$  è il peso per unità di volume saturo del terreno sottostante il piano di posa;
- $z$  è la profondità della falda dal piano di posa;
- $h_c$  è l'altezza del cuneo di rottura della fondazione.

Tutto ciò descritto è valido nell'ipotesi di terreno con caratteristiche geotecniche omogenee. Nella realtà i terreni costituenti il piano di posa delle fondazioni sono quasi sempre composti o comunque riconducibili a formazioni di terreno omogenee di spessore variabile che si sovrappongono (caso di terreni stratificati). In queste condizioni l'algoritmo implementato è il seguente:

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

In forma analitica il procedimento su esposto può essere formulato nel seguente modo:

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

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

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

### 4.3 METODO DI CALCOLO DELLE TENSIONI INDOTTE NEL TERRENO

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

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

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- $Q$  carico puntiforme applicato sulla frontiera del mezzo;
- $r$  proiezione orizzontale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame;
- $z$  proiezione verticale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame.

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

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

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- $Q$  carico puntiforme applicato sulla frontiera o all'interno del mezzo;

- D proiezione verticale della distanza del punto di applicazione del carico dalla frontiera del mezzo;
- r proiezione orizzontale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame;
- z proiezione verticale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame.

esegue un'integrazione, delle equazioni di cui sopra, lungo la verticale di ogni punto notevole degli elementi fondali, estesa a tutte le aree di carico presenti sulla superficie del terreno; il tutto al fine della determinazione della variazione dello stato tensionale verticale " $\Delta\sigma_v$ ". Una nota esplicativa va fatta sul valore da assegnare a "Q", esso va definito, nel caso di pressione, come "pressione netta" ossia la pressione in eccesso rispetto a quella geostatica esistente, che può essere sopportata con sicurezza alla profondità "D" del piano di posa delle fondazioni, questo perché i cedimenti sono causati solo da incrementi netti di pressione che si aggiungono all'esistente pressione geostatica.

#### 4.4 METODO DI CALCOLO DEI CEDIMENTI DELLA FONDAZIONE

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

Il metodo edometrico, che si basa sulla nota relazione:

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

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

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

Si ricorda che tale metodo si basa sull'ipotesi edometrica, quindi l'approssimazione del risultato è tanto migliore quanto più ridotto è il rapporto tra lo spessore dello strato deformabile e la dimensione in pianta delle fondazioni. Tuttavia lo stesso è dotato di ottima approssimazione anche nel caso di strati deformabili di spessore notevole.

Il metodo dell'elasticità, che si basa sulle note relazioni:

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

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- $w_{Imp.}$  cedimento in condizioni di deformazione laterale impedita;
- $w_{Lib.}$  cedimento in condizioni di deformazione laterale libera;



- $\Delta\sigma_{v,i}$  variazione stato tensionale verticale alla profondità “zi” dello strato i-esimo per l'applicazione del carico;
- $E_i$  modulo elastico del terreno relativo allo strato i-esimo;
- $\Delta z_i$  spessore dello strato i-esimo.

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

## 5 VERIFICHE GEOTECNICHE

### 5.1 VERIFICHE GEOTECNICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI

In Figura 5-1 si riportano le massime tensioni in fondazione calcolate per la combinazione di carico maggiormente gravosa ai fini delle verifiche geotecniche agli Stati Limite Ultimi.

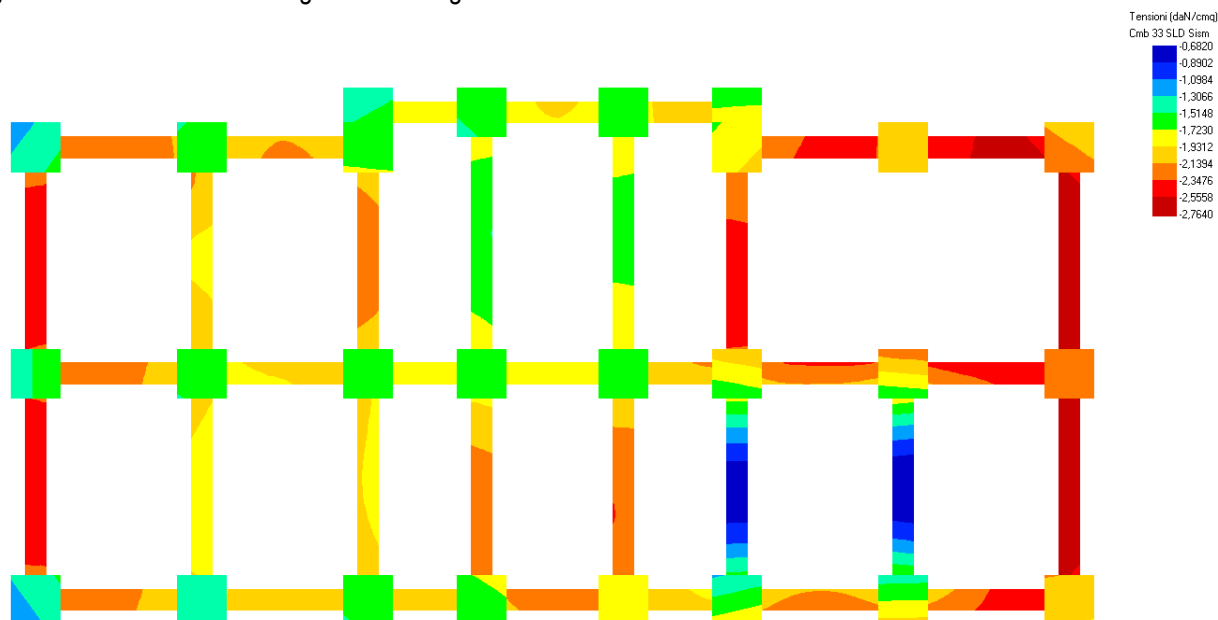


Figura 5-1: Tensioni indotte sul terreno per la combinazione SLU/SLV più gravosa (pressioni in daN/cm<sup>2</sup>).

In Figura 5-2 si riporta il rapporto tra il valore delle tensioni indotte sul terreno ed il carico di progetto del terreno (carico limite del terreno diviso per il pertinente coefficiente parziale  $\gamma_R$ ). Valori di tale rapporto inferiori all'unità indicano che le tensioni indotte sul terreno di sedime dal fabbricato sono inferiori al carico di progetto.

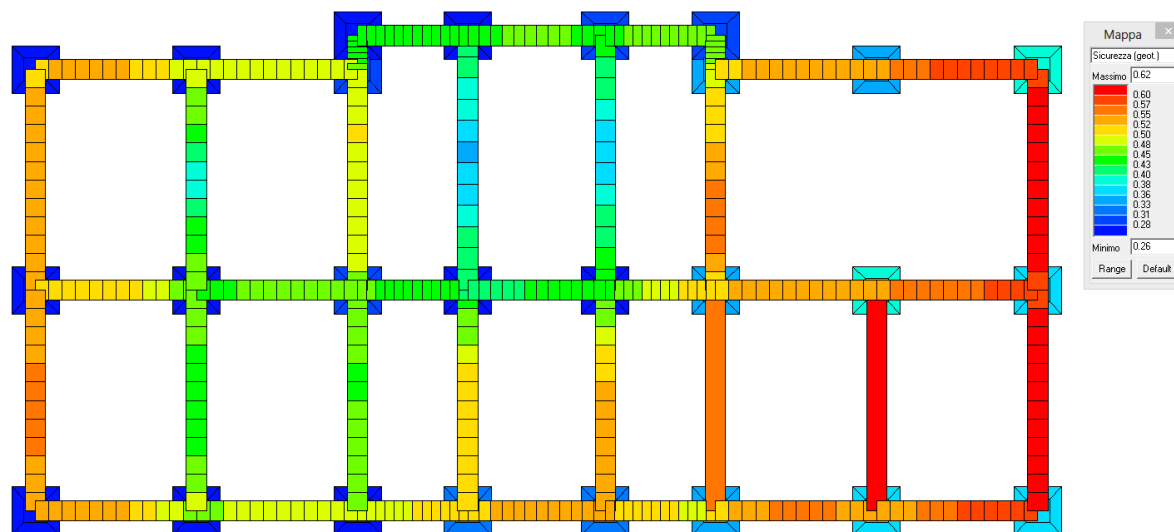


Figura 5-2: Rapporto tra tensioni indotte e carico di progetto del terreno (carico limite del terreno /  $\gamma_R$ ).

I tabulati di calcolo con il dettaglio delle verifiche geotecniche agli stati limite ultimi sono riportati in allegato.

## 5.2 VERIFICHE GEOTECNICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

In Figura 5-3 si riportano i cedimenti edometrici calcolati per la combinazione di carico più gravosa ai fini delle verifiche agli stati limite di esercizio, rimandando per maggiori dettagli ai tabulati di calcolo in allegato.

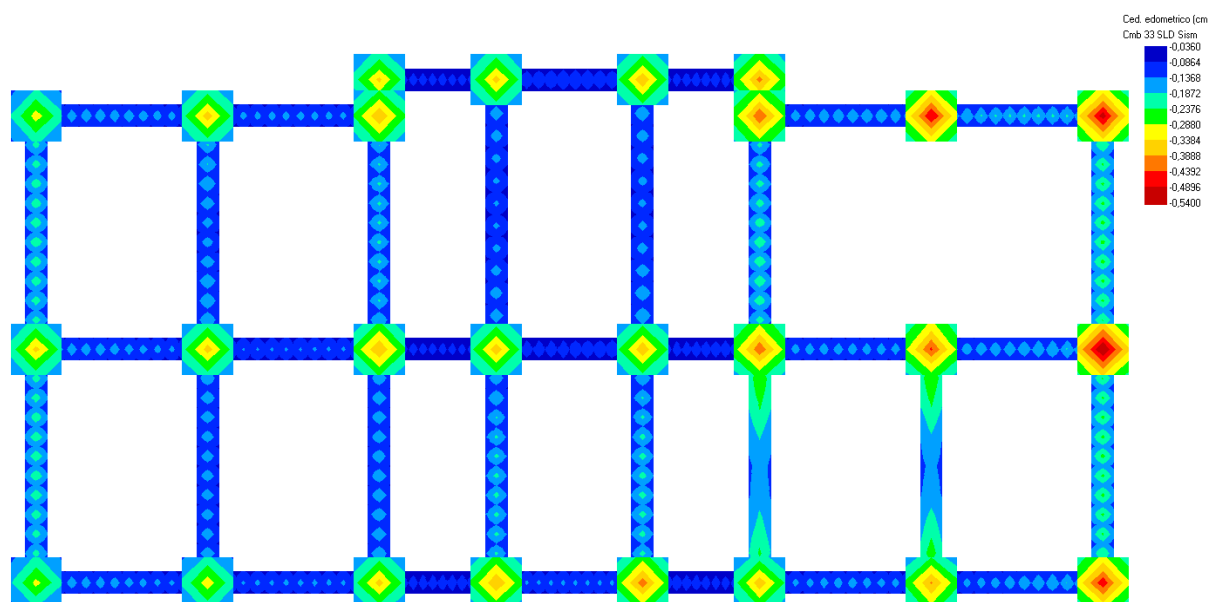


Figura 5-3: Cedimenti edometrici per la combinazione più gravosa (cedimenti in cm).

Come è possibile osservare, i cedimenti edometrici in fondazione sono di modesta entità, sia come valori assoluti che come cedimenti differenziali tra le varie parti del fabbricato, e non interferiscono sul comportamento globale della struttura.

Inoltre, dato che la costruzione dell'edificio risale a metà degli anni '30 del secolo scorso, si può legittimamente considerare che i cedimenti dovuti al peso proprio delle strutture portanti in muratura siano esauriti già da tempo.

## 6 CONCLUSIONI

Le indagini geognostiche hanno permesso di determinare le caratteristiche stratigrafiche e geotecniche del terreno di sedime. Mediante la modellazione della struttura, descritta nella Relazione di Calcolo, e la modellazione geotecnica del sito di edificazione, descritta nella presente Relazione Geotecnica, sono state calcolate le sollecitazioni indotte sul terreno dal fabbricato ed i cedimenti edometrici delle strutture di fondazione.

Le verifiche geotecniche condotte agli Stati Limite Ultimi, condotte secondo le indicazioni del D.M. 14/01/2008, hanno permesso di evidenziare come le tensioni indotte sul terreno sono in ogni punto inferiori alla capacità portante di calcolo del terreno.

Le verifiche geotecniche condotte agli Stati Limite Ultimi hanno permesso di evidenziare come i cedimenti edometrici siano in ogni punto di modesta entità e tali da non interferire con il comportamento globale della struttura.

**Le verifiche geotecniche, eseguite secondo le indicazioni del D.M. 14/01/2008, sono pertanto tutte soddisfatte.**

IL PROGETTISTA