



# PROVINCIA DI MODENA

Area Lavori Pubblici

Direttore Ing. Alessandro Manni

Servizio Lavori speciali Opere Pubbliche

telefono 059 209 623 fax 059 343 706

via Pietro Giardini 474/c Direzionale 70, 41124 Modena c.f. e p.i. 01375710363

centralino 059 209 111 www.provincia.modena.it provinciadi Modena@cert.provincia.modena.it

Servizio Certificato UNI EN ISO 9001:2008 - Registrazione N. 3256 -A-

## ISTITUTO GALILEI DI MIRANDOLA (MO): PROGETTO DI RICOSTRUZIONE DELLA PALESTRA A SEGUITO DEGLI EVENTI SISMICI DEL 20 E 29 MAGGIO 2012.

# PROGETTO ESECUTIVO

RIFERIMENTO ELABORATO

# R5

Relazione specialistica sui risultati sperimentali  
GEOTECNICA

PROT. n°

SCALA

DATA

**Marzo 2014**

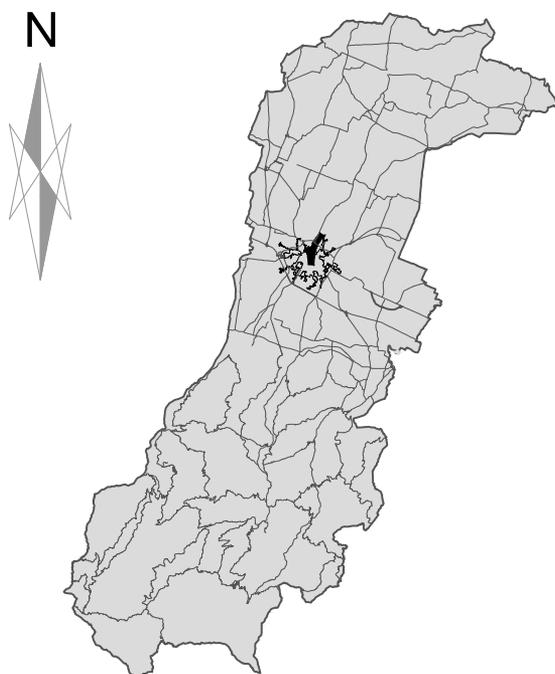
CL.

DEL

FASC.

SUB

revisone	data	descrizione	redatto	controllato	approvato
A	03/2014	PROGETTO ESECUTIVO			
B					
C					
D					
E					



ubicazione intervento

PROGETTISTI

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

**Ing. Alessandro Manni**

PROGETTAZIONE ARCHITETTONICA



**ARCH. GUIDO TASSONI**

VIA A. EINSTEIN N. 9 int. 4 - 42122 REGGIO EMILIA  
TEL. 0522/268206 - FAX. 0522/392992  
P.IVA 01428620353 - e\_mail info@esatecna.com

PROGETTAZIONE STRUTTURE



**ARCH. GUIDO TASSONI**

VIA A. EINSTEIN N. 9 int. 4 - 42122 REGGIO EMILIA  
TEL. 0522/268206 - FAX. 0522/392992  
P.IVA 01428620353 - e\_mail info@esatecna.com

**STUDIO DI INGEGNERIA GUIDETTI - SERRI**

VIA C. CADOPPI N. 14 - 42124 REGGIO EMILIA  
TEL. 0522/439734 - FAX. 0522/580006  
P.IVA 01934740356 - e\_mail info@studiecgis.it



PROGETTAZIONE IMPIANTICA



**STUDIO ASSOCIATO PERLINI E VERONA**

Via Vitorino da Feltri, 6 - 46100 MANTOVA  
Tel. 0376/292742 - fax. 0376/291287  
P.IVA 01886190204/01886210200 - e\_mail info@studioperlini.it

COORDINAMENTO DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE



**ARCH. GUIDO TASSONI**

VIA A. EINSTEIN N. 9 int. 4 - 42122 REGGIO EMILIA  
TEL. 0522/268206 - FAX. 0522/392992  
P.IVA 01428620353 - e\_mail info@esatecna.com

# SOMMARIO

<b>6</b>	<b>RELAZIONE GEOTECNICA .....</b>	<b>2</b>
6.1	RELAZIONE GEOLOGICA:INDAGINI,CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO .....	2
6.2	RELAZIONE GEOTECNICA:INDAGINI E MODELLAZIONE DEL VOLUME SIGNIFICATIVO DI TERRENO .....	2
6.2.1	<i>Caratterizzazione geotecnica .....</i>	2
6.2.2	<i>Coefficienti sismici.....</i>	3
6.2.3	<i>Coefficiente di sottofondo.....</i>	3
6.2.4	<i>Valutazione della capacità portante.....</i>	3
6.2.5	<i>Verifica pressioni sul terreno.....</i>	8

## 6 Relazione Geotecnica

### 6.1 Relazione geologica: indagini, caratterizzazione e modellazione geologica del sito

Si allega la “RELAZIONE GEOGNOSTICA e SULLA MODELLAZIONE SISMICA” di Settembre 2013 redatta dal Dott. Geol. Lorenzo DEL MASCHIO relativa al sito in oggetto.

### 6.2 Relazione geotecnica: indagini e modellazione del volume significativo di terreno

La finalità della presente relazione è quella di definire il comportamento meccanico del volume di terreno (volume significativo) influenzato, direttamente o indirettamente, dalla costruzione di un manufatto e che a sua volta, influenza il comportamento strutturale del manufatto stesso.

#### 6.2.1 *Caratterizzazione geotecnica*

I parametri geotecnici utilizzati nelle analisi per il terreno di fondazione e la stratigrafia dei terreni presenti nell'area interessata dalle strutture in oggetto sono ricavati dalla Relazione di cui sopra alla quale si rimanda per una dettagliata descrizione dei terreni presenti in sito e dei relativi parametri geotecnici alla stessa.

I parametri geotecnici di calcolo delle varie unità stratigrafiche sono di seguito illustrati:

Unità 1: da piano di campagna a  $-2.00 \div 2.60$  limi argillosi mediamente consistenti :

$$\begin{aligned}\gamma'_w &= 1800 \text{ dN/m}^3 && (\text{peso specifico del terreno}); \\ \gamma'_d &= 1450 \text{ dN/m}^3 && (\text{peso specifico del terreno}); \\ c' &= 2 \text{ kPa} && (\text{coesione in condizione non drenate}); \\ \phi' &= 22^\circ && (\text{angolo di attrito}).\end{aligned}$$

Unità 2: da  $-2.00 \div 2.60$  a  $-10.00$  ca. argille limose a bassa consistenza :

$$\begin{aligned}\gamma'_w &= 1750 \text{ dN/m}^3 && (\text{peso specifico del terreno}); \\ \gamma'_d &= 1450 \text{ dN/m}^3 && (\text{peso specifico del terreno}); \\ c' &= 4 \text{ kPa} && (\text{coesione in condizione non drenate}); \\ \phi' &= 18^\circ && (\text{angolo di attrito}).\end{aligned}$$

Unità 3: da  $-10.00$  a  $-19.00$  ca. sabbie mediamente addensate :

$$\begin{aligned}\gamma'_w &= 2000 \text{ dN/m}^3 && (\text{peso specifico del terreno}); \\ \gamma'_d &= 1800 \text{ dN/m}^3 && (\text{peso specifico del terreno}); \\ c' &= - \text{ kPa} && (\text{coesione in condizione non drenate}); \\ \phi' &= 27^\circ && (\text{angolo di attrito}).\end{aligned}$$

Unità 4: da  $-19.00$  a  $-31.20 \div 35.00$  ca. sabbie addensate :

$$\begin{aligned}\gamma'_w &= 2000 \text{ dN/m}^3 && (\text{peso specifico del terreno}); \\ \gamma'_d &= 1900 \text{ dN/m}^3 && (\text{peso specifico del terreno}); \\ c' &= - \text{ kPa} && (\text{coesione in condizione non drenate}); \\ \phi' &= 30^\circ && (\text{angolo di attrito}).\end{aligned}$$

Si precisa che la soggiacenza della falda è stata riscontrata a circa  $-2.00$  dal piano campagna.



### 6.2.2 Coefficienti sismici

Sulla base della natura dei terreni e delle prescrizioni normative contenute nel D.M. 2008 si assume per la definizione dell'azione sismica di progetto una categoria di suolo tipo C e un coefficiente topografico T1.

### 6.2.3 Coefficiente di sottofondo

Dalla relazione geologica si ha la determinazione del coefficiente di Winkler posto pari a 11080 kN/mc (ovvero 1.10 dN/cm).

### 6.2.4 Valutazione della capacità portante

La verifica della capacità portante consiste nel confronto tra il carico verticale di esercizio in fondazione e il carico limite per il terreno. La stabilità della base della fondazione nei riguardi di un superamento della capacità portante viene assicurata, utilizzando l'Approccio 2 combinazione 1 tipo (A1; M1; R3), applicando alla capacità portante ultima calcolata un fattore di sicurezza uguale a  $R3=2,3$ .

### Calcolo della pressione limite

La pressione limite del terreno in fondazione può essere calcolata in base alla formula generale di Brinch Hansen (1970) (si veda ad esempio: J. Bowles "Foundation Analysis and design", Ed. McGraw-Hill, 1988), la quale permette di valutare la pressione limite del terreno in funzione della geometria, approfondimento della fondazione e dei parametri di resistenza al taglio del terreno di fondazione.

In generale possono essere esaminate due condizioni di verifica, la prima in condizioni drenate o a lungo termine, la seconda in condizioni non drenate o a breve termine.

La capacità portante delle opere è stata determinata con riferimento alle seguenti condizioni:

- TRANSITORIA: relativa alla condizione a breve termine (parametri non drenati);
- ESERCIZIO: relativa alla condizione a lungo termine ovvero in esercizio (parametri drenati).

Le opere in oggetto sono impostate in corrispondenza dell'unità stratigrafica 1.

Cautelativamente si considera come profondità di fondazione la sola ciabatta ovvero un'altezza pari a 0.40m.



### Fondazioni Dirette Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

$e_B$  = Eccentricità in direzione B ( $e_B = Mb/N$ )

$e_L$  = Eccentricità in direzione L ( $e_L = MI/N$ ) (per fondazione nastriforme  $e_L = 0$ ;  $L^* = L$ )

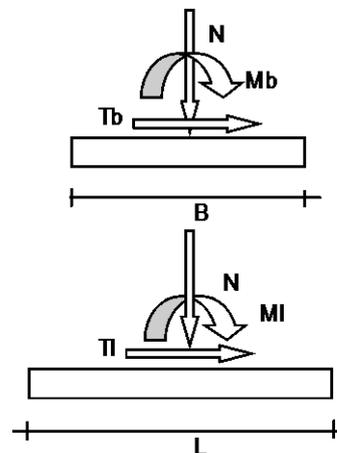
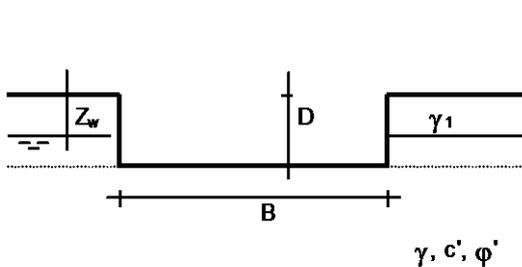
$B^*$  = Larghezza fittizia della fondazione ( $B^* = B - 2 \cdot e_B$ )

$L^*$  = Lunghezza fittizia della fondazione ( $L^* = L - 2 \cdot e_L$ )

(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

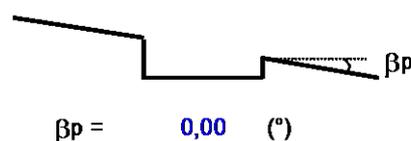
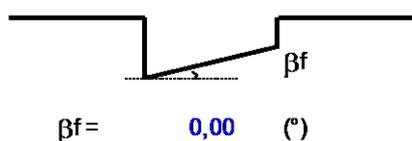
#### coefficienti parziali

Metodo di calcolo		azioni		proprietà del terreno		resistenze		
		permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	$c'$	$q_{lim}$	scorr	
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	☉	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00
	A2+M2+R2	☉	1,00	1,30	1,25	1,25	1,80	1,00
	SISMA	☉	1,00	1,00	1,25	1,25	1,80	1,00
	A1+M1+R3	☉	1,30	1,50	1,00	1,00	2,30	1,10
	SISMA	☉	1,00	1,00	1,00	1,00	2,30	1,10
Tensioni Ammissibili	☉	1,00	1,00	1,00	1,00	3,00	3,00	
Definiti dal Progettista	☉	1,35	1,50	1,00	1,00	1,40	1,00	



(Per fondazione nastriforme  $L = 100$  m)

B = 1,00 (m)  
 L = 100,00 (m)  
 D = 0,40 (m)



**AZIONI**

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	100,00		100,00
Mb [kNm]	0,00		0,00
Ml [kNm]	0,00		0,00
Tb [kN]	0,00		0,00
Tl [kN]	0,00		0,00
H [kN]	0,00	0,00	0,00

*Peso unità di volume del terreno*

$$\gamma_1 = 14,50 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 18,00 \quad (\text{kN/mc})$$

*Valori caratteristici di resistenza del terreno*

$$c' = 2,00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 22,00 \quad (^\circ)$$

*Valori di progetto*

$$c' = 2,00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 22,00 \quad (^\circ)$$

*Profondità della falda*

$$Z_w = 2,00 \quad (\text{m})$$

$$e_B = 0,00 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0,00 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 1,00 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 1,00 \quad (\text{m})$$

**q : sovraccarico alla profondità D**

$$q = 5,80 \quad (\text{kN/mq})$$

 **$\gamma$  : peso di volume del terreno di fondazione**

$$\gamma = 18,00 \quad (\text{kN/mc})$$

 **$N_c, N_q, N_\gamma$  : coefficienti di capacità portante**

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg} \varphi')}$$

$$N_q = 7,82$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_c = 16,88$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_\gamma = 7,13$$



**$s_c, s_q, s_\gamma$  : fattori di forma**

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L \cdot N_c)$$

$$s_c = 1,00$$

$$s_q = 1 + B \cdot \tan \varphi' / L^*$$

$$s_q = 1,00$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot B^* / L^*$$

$$s_\gamma = 1,00$$

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

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 0,00 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 0,00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 0,00 \quad m = 2,00 \quad (-)$$

$$i_q = (1 - H / (N + B \cdot L^* \cdot c' \cdot \cotg \varphi'))^m$$

(m=2 nel caso di fondazione nastriforme e m=(m<sub>b</sub>sin<sup>2</sup>θ+m<sub>l</sub>cos<sup>2</sup>θ) in tutti gli altri casi)

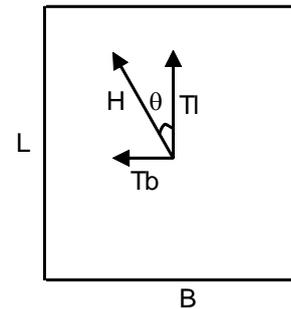
$$i_q = 1,00$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$$

$$i_c = 1,00$$

$$i_\gamma = (1 - H / (N + B \cdot L^* \cdot c' \cdot \cotg \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 1,00$$


 **$d_c, d_q, d_\gamma$  : fattori di profondità del piano di appoggio**

per  $D/B^* \leq 1$ ;  $d_q = 1 + 2 D \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 / B^*$

per  $D/B^* > 1$ ;  $d_q = 1 + (2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2) \cdot \arctan (D / B^*)$

$$d_q = 1,13$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$d_c = 1,14$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1,00$$



**$b_c, b_q, b_\gamma$  : fattori di inclinazione base della fondazione**

$$b_q = (1 - \beta_f \tan\varphi')^2 \quad \beta_f + \beta_p = \quad 0,00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = \quad 1,00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan\varphi')$$

$$b_c = \quad 1,00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = \quad 1,00$$

 **$g_c, g_q, g_\gamma$  : fattori di inclinazione piano di campagna**

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \quad \beta_f + \beta_p = \quad 0,00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = \quad 1,00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan\varphi')$$

$$g_c = \quad 1,00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = \quad 1,00$$

**Carico limite unitario**

$$q_{lim} = \quad 153,91 \quad (\text{kN/m}^2)$$



### 6.2.5 Verifica pressioni sul terreno

Dalla relazione di calcolo delle fondazioni (R01) si ottiene che la pressione massima agente vale :  
 $P_{max} = 57 \text{ kPa}$

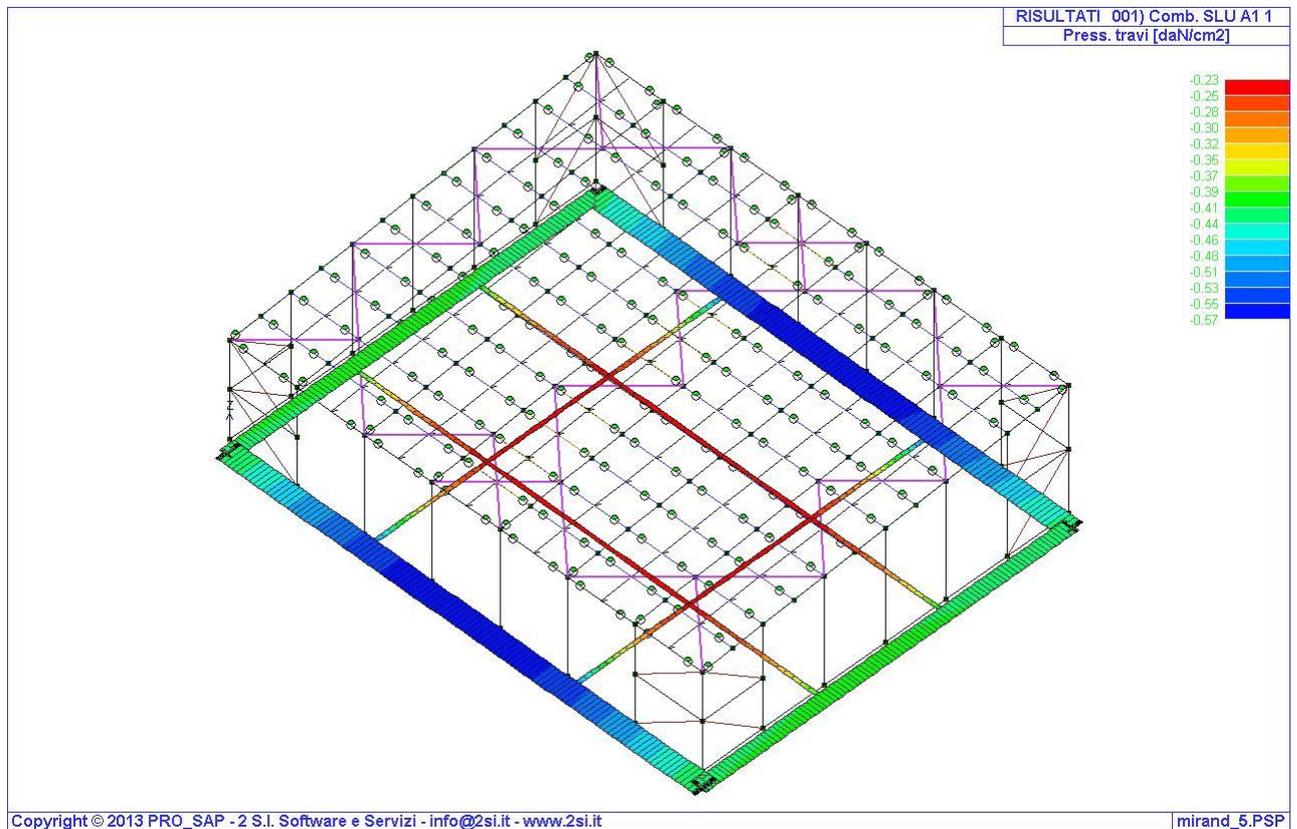


Fig.1 Massime pressioni agenti sul terreno

La pressione sul terreno allo Stato Limite Ultimo viene ricavata amplificando le azioni alla base dei pilastri per il coefficiente  $\gamma_{Rd}$  pari a 1.1 per la Classe di Duttilità Bassa.

I valori di pressione massima riscontrati, 57 kPa, vanno poi incrementati per la gerarchia delle resistenze del fattore 1.1 ottenendo un valore di verifica pari a 63 kPa ; essi risultano verificati in quanto utilizzando, per le verifiche di tipo GEO, l'Approccio 2 come previsto dalle NTC il fattore di sicurezza deve essere maggiore di 2.3 ; risulta infatti  $FS = 153 / 57 * 1.1 = 2.68 > 2.30$  la verifica è soddisfatta.



Il presente elaborato è costituito da n. 9 pagine numerate progressivamente ad esclusione del frontespizio.

Reggio Emilia, lì 28/03/2014

Ing. Paolo Guidetti

---

