

COMMITTENTE



PROGETTAZIONE:



DIREZIONE TECNICA

U.O. INFRASTRUTTURE SUD

PROGETTO DEFINITIVO

**Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale**

**NUOVA LINEA FERRANDINA - MATERA LA MARTELLA**

FABBRICATI E PIAZZALI - FA06 - Basamento shelter PPT3

Relazione di calcolo

SCALA:

-

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
I A 5 F	0 1	D	7 8	C L	F A 0 6 0 0	0 0 1	A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	EMISSIONE DEFINITIVA	E. Sellari	Luglio 2019	R.Oscurato	Luglio 2019	F.GERNONE <i>F. Gernone</i>	Luglio 2019	D. TIBERTI Luglio 2019 <i>D. Tiberti</i>

File: IA5F01D78CLFA0600001

n. Elab.:

## Sommario

<b>1</b>	<b>PREMESSA .....</b>	<b>3</b>
<b>2</b>	<b>DESCRIZIONE DELL'OPERA.....</b>	<b>3</b>
<b>3</b>	<b>DOCUMENTI DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>3</b>
<b>3.1</b>	<b>DOCUMENTI REFERENZIATI .....</b>	<b>3</b>
<b>3.2</b>	<b>DOCUMENTI CORRELATI.....</b>	<b>3</b>
<b>4</b>	<b>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....</b>	<b>5</b>
<b>4.1</b>	<b>CEMENTO ARMATO .....</b>	<b>5</b>
<b>4.1.1</b>	<b>CALCESTRUZZO.....</b>	<b>5</b>
<b>4.1.2</b>	<b>ACCIAIO D'ARMATURA IN BARRE TONDE AD ADERENZA MIGLIORATA.....</b>	<b>6</b>
<b>4.1.3</b>	<b>COPRIFERRO.....</b>	<b>7</b>
<b>5</b>	<b>TERRENO DI FONDAZIONE .....</b>	<b>8</b>
<b>6</b>	<b>ANALISI DEI CARICHI.....</b>	<b>8</b>
<b>6.1</b>	<b>PESO PROPRIO STRUTTURE.....</b>	<b>9</b>
<b>6.2</b>	<b>CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI.....</b>	<b>9</b>
<b>6.3</b>	<b>SOVRACCARICO ACCIDENTALE.....</b>	<b>9</b>
<b>7</b>	<b>VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE .....</b>	<b>10</b>

## 1 PREMESSA

Il presente documento è emesso nell'ambito dello sviluppo della Progettazione Definitiva della nuova linea Ferrandina-Matera La Martella, la cui attivazione consente il collegamento della città di Matera alla rete ferroviaria nazionale, in particolare con Salerno, per l'accesso al sistema AV/AC, e con Taranto, attraverso la linea Battipaglia-Potenza-Metaponto-Taranto.

Nell'ambito della realizzazione delle opere tecnologiche lungo linea, si prevede la localizzazione di una BTS in apposita area recintata denominata PPT3, alla quale si accede per mezzo della viabilità di progetto NV08.

Scopo della presente relazione è il predimensionamento e le verifiche geotecniche della fondazione da predenverare per consentire l'alloggiamento di uno shelter prefabbricato.

## 2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Lo shelter in argomento, è costituito da un unico modulo di dimensioni complessive di 2.50 m x 2.00 m.

Il basamento in progetto, di spessore pari a 40 cm, ha una forma a C poiché dovrà consentire la realizzazione del plinto del palo porta-antenna a pianta quadrata e lato 3.00 m. Per il predimensionamento del basamento è stato fatto il calcolo cautelativo che considera gli scarichi al baricentro dello shelter opportunamente moltiplicati e con i quali è stato dimensionata la dimensione considerata a favore di sicurezza di dimensione 3.0X2.5 m, trascurando di fatto il contributo della restante fondazione.

## 3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

### 3.1 DOCUMENTI REFERENZIATI

La normativa cui viene fatto riferimento nelle fasi di calcolo e progettazione è la seguente:

Rif. [1] - Aggiornamento delle nuove norme tecniche per le costruzioni - D.M. 17/01/2018

Rif. [2] - Circolare n. 7 del 21 febbraio 2019 - Istruzioni per l'Applicazione Nuove Norme Tecniche Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018

Rif. [3] Manuale di Progettazione delle Opere Civili – RFIDTCSIPSMAIFS001C

### 3.2 DOCUMENTI CORRELATI

I documenti correlati sono:

FA06- PPT3 - Pianta area recintata – IA5F01D78P9FA0600001A



Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale

**NUOVA LINEA FERRANDINA – MATERA LA MARTELLA**

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA  
IA5F

LOTTO  
01

CODIFICA  
D 78

DOCUMENTO  
CL FA0600 001

REV.  
A

FOGLIO  
4 di 15

FA06- PPT3 – Basamento shelter –carpenteria fondazione *IA5F01D78BBFA0600001A*

## 4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

### 4.1 CEMENTO ARMATO

#### 4.1.1 Calcestruzzo

Si riportano di seguito due tabelle riepilogative del tipo e delle caratteristiche del calcestruzzo adottato.

	Fondazioni
Classe di resistenza	C25/30
Classe di esposizione	XC2
Condizioni ambientali	ordinarie
Rapporto acqua/cemento	0,60

		Fondazioni
R <sub>ck</sub>	(N/mm <sup>2</sup> )	30
f <sub>ck</sub>	(N/mm <sup>2</sup> )	25
f <sub>cm</sub>	(N/mm <sup>2</sup> )	33
α <sub>cc</sub>	(-)	0,85
γ <sub>c</sub>	(-)	1,5
f <sub>cd</sub>	(N/mm <sup>2</sup> )	14,17
f <sub>ctm</sub>	(N/mm <sup>2</sup> )	2,56
f <sub>ctk</sub>	(N/mm <sup>2</sup> )	1,79
f <sub>ctd</sub>	(N/mm <sup>2</sup> )	1,19
f <sub>cfm</sub>	(N/mm <sup>2</sup> )	3,07
f <sub>ctk</sub>	(N/mm <sup>2</sup> )	2,15
E <sub>c</sub>	(N/mm <sup>2</sup> )	31476

Dove:

R<sub>ck</sub> = Resistenza cubica caratteristica a compressione

f<sub>ck</sub> = 0.83·R<sub>ck</sub> = Resistenza cilindrica caratteristica

f<sub>cm</sub> = f<sub>ck</sub> + 8 (N/mm<sup>2</sup>) = Resistenza cilindrica media a compressione

$\alpha_{cc}$  = Coefficiente per effetti a lungo termine e sfavorevoli:  $\alpha_{cc} (t > 28\text{gg}) = 0.85$

$\gamma_c = 1.5$ ; viene ridotto a 1.4 per produzioni continuative di elementi o strutture soggette a controllo continuativo del calcestruzzo dal quale risulti un coefficiente di variazione (rapporto tra scarto quadratico medio e valore medio della resistenza) non superiore al 10%.

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = \text{Resistenza di calcolo a compressione}$$

$$f_{ctm} = 0.3 \cdot (f_{ck})^{2/3} \quad [\text{per classi} \leq C50/60] = \text{Resistenza cilindrica media a trazione}$$

$$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = \text{Resistenza cilindrica caratteristica a trazione}$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = \text{Resistenza di calcolo a trazione}$$

$$f_{cfm} = 1.2 \cdot f_{ctm} = \text{Resistenza media a trazione per flessione}$$

$$f_{cfk} = 0.7 \cdot f_{cfm} = \text{Resistenza cilindrica caratteristica a trazione}$$

$$E_{cm} = 22000 \cdot \left( \frac{f_{cm}}{10} \right)^{0.3} = \text{Modulo Elastico}$$

#### Coefficiente di Poisson:

Secondo quanto prescritto al punto 11.2.10.4 della NTC2018, per il coefficiente di Poisson può adottarsi, a seconda dello stato di sollecitazione, un valore compreso tra 0 (calcestruzzo fessurato) e 0.2 (calcestruzzo non fessurato).

#### Coefficiente di dilatazione termica:

In sede di progettazione, o in mancanza di una determinazione sperimentale diretta, per il coefficiente di dilatazione termica del calcestruzzo può assumersi un valore medio pari a  $10 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$  (NTC2018 – 11.2.10.5).

### 4.1.2 Acciaio d'armatura in barre tonde ad aderenza migliorata

Si adotta acciaio tipo B450C come previsto al punto 11.3.2.1 delle NTC2018, per il quale si possono assumere le seguenti caratteristiche:

#### Resistenza a trazione – compressione:

$$f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2 = \text{Resistenza caratteristica di rottura}$$

$$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2 = \text{Resistenza caratteristica a snervamento}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 391.3 \text{ N/mm}^2 = \text{Resistenza di calcolo}$$

dove:

$$\gamma_s = 1.15 = \text{Coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio.}$$

#### Modulo Elastico:

$$E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$$

Tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo:

		Solaio in lastre predalles	Struttura in elevazione	Fondazioni
$f_{bk}$	(N/mm <sup>2</sup> )	4.36	4,36	4,36
$f_{bd}$	(N/mm <sup>2</sup> )	2.90	2,90	2,90

dove:

$f_{bk} = 2.25 \cdot \eta \cdot f_{ctk}$  = Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza

$f_{bd} = \frac{f_{bk}}{\gamma_c}$  = Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo

$\eta = 1.0$  – per barre di diametro  $\Phi \leq 32$  mm;

$\gamma_c = 1.5$  – Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo.

### 4.1.3 Copriferro

Con riferimento al punto 4.1.6.1.3 delle NTC, al fine della protezione delle armature dalla corrosione il valore minimo dello strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) deve rispettare quanto indicato nella tabella C4.1.IV della Circolare 21.01.2019, n. 7 C.S.LL.PP, riportata di seguito, nella quale sono distinte le tre condizioni ambientali di Tabella 4.1.III delle NTC.

			barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p elementi a piastra		cavi da c.a.p altri elementi	
$C_{min}$	$C_o$	ambiente	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C28/35	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

Ai valori riportati nella tabella vanno aggiunte le tolleranze di posa, pari a 10 mm. Si riportano di seguito i copriferri adottati, determinati in funzione della classe del cls e delle condizioni ambientali.

	Ambiente	Copriferro minimo	Tolleranza di posa	Copriferro nominale
Fondazioni	Ordinario	25	10	35

In definitiva si prescrive che in fondazione il copriferro netto non deve essere inferiore a 40mm.

## 5 TERRENO DI FONDAZIONE

Per l'inquadramento geologico si rimanda alla "Relazione geotecnica generale" (IA5F01D78RHGE0005001) e ai relativi profili geotecnici. La stratigrafia di calcolo viene di seguito descritta.

Nel sito in esame lo strato superficiale è costituito dalle argille subappenniniche (unità U2) per spessori pressochè costanti e pari a 20 m circa. Al di sotto di questo deposito è presente l'argilla subappenninica.

La falda si trova a 67 m s.l.m.m..

Il terreno costituente il piano di posa è quindi U2, le cui caratteristiche fisiche e meccaniche, in accordo con quanto riportato nelle relazione geotecnica, sono riepilogate in tabella.

Parametri	Unità 2
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	19
$\phi$ (°)	22
$c'$ (kPa)	29
$c_u$ (kPa)	200

La falda si trova a 5 m dal piano campagna.

## 6 ANALISI DEI CARICHI

Come prescritto dalle NTC2018, sono state considerate agenti sul basamento le seguenti condizioni di carico elementari, combinate tra loro in modo da determinare gli effetti più sfavorevoli ai fini delle verifiche:

- peso proprio strutture;
- carichi permanenti non strutturali;
- sovraccarico variabile;



## 6.1 PESO PROPRIO STRUTTURE

Il peso proprio del basamento considerato nel calcolo è:

$$P_F = \gamma_{cls} B L s = 25 \times 2.5 \times 3.0 \times 0.4 = 75 \text{ kN}$$

$$\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$B = 2.50 \text{ m}$$

$$L = 3.00 \text{ m}$$

$$s = 0.40 \text{ m}$$

Il peso dello shelter è stato assunto pari a  $P_S = 10 \text{ kN}$ .

## 6.2 CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI

Il peso delle macchine a favore di sicurezza è stato considerato pari a  $P_M = 10 \text{ kN/m}^2$ .

## 6.3 SOVRACCARICO ACCIDENTALE

È stato considerato un sovraccarico accidentale pari a  $q = 1.00 \text{ kN/m}^2$ .

## 7 VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE

La verifica a capacità portante della fondazione (2.5mX3m) risulta essere quella dimensionante il carico agente in combinazione A1+M1 è:

$$Q=1.3 (P_F + P_S + P_S) + 1.5 q = 1.3 (75.0 + 10.0 + 10.0) + 1.5 \cdot 1.0 = 97.8 \text{ kN}$$

è stata svolta sia in condizioni drenate di lungo termine che in condizioni non drenate di breve termine.

**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 ( $e_B = M_b/N$ )

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

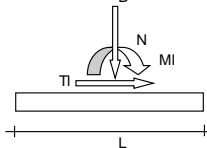
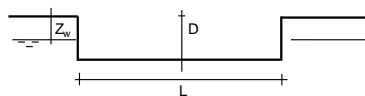
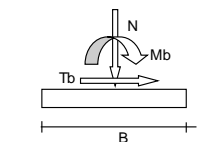
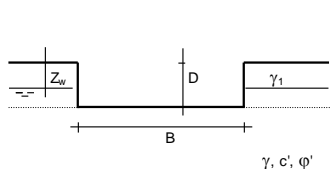
$B^*$  = Larghezza fittizia della fondazione ( $B^* = B - 2 \cdot e_B$ )

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

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

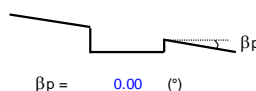
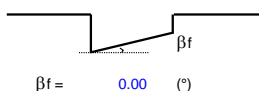
**coefficienti parziali**

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
	A2+M2+R2	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80
	SISMA	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80
	A1+M1+R3	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30
	SISMA	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30
Tensioni Ammissibili	1.00	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00
Definiti dal Progettista	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10



(Per fondazione nastriforme  $L = 100 \text{ m}$ )

B = 2.50 (m)  
 L = 3.00 (m)  
 D = 0.40 (m)



**AZIONI**

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	97.50		97.50
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*

$$\begin{aligned} \gamma_1 &= 19.00 \quad (\text{kN/mc}) \\ \gamma &= 19.00 \quad (\text{kN/mc}) \end{aligned}$$

*Valori caratteristici di resistenza del terreno*

$$\begin{aligned} c' &= 29.00 \quad (\text{kN/mq}) \\ \phi' &= 22.00 \quad (^\circ) \end{aligned}$$

*Valori di progetto*

$$\begin{aligned} c' &= 29.00 \quad (\text{kN/mq}) \\ \phi' &= 22.00 \quad (^\circ) \end{aligned}$$

*Profondità della falda*

$$Z_w = 5.00 \quad (\text{m})$$

$$\begin{aligned} e_B &= 0.00 \quad (\text{m}) \\ e_L &= 0.00 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} B^* &= 2.50 \quad (\text{m}) \\ L^* &= 3.00 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

**q : sovraccarico alla profondità D**

$$q = 7.60 \quad (\text{kN/mq})$$

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

$$\gamma = 19.00 \quad (\text{kN/mc})$$

**Nc, Nq, Ny : coefficienti di capacità portante**

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

$$N_q = 7.82$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \phi'$$

$$N_c = 16.88$$

$$N_y = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \phi'$$

$$N_y = 7.13$$

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

$$s_c = 1 + B^* N_q / (L^* N_c)$$

$$s_c = 1.39$$

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

$$s_q = 1.34$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot B^* / L^*$$

$$s_\gamma = 0.67$$

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

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.55 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.45 \quad m = 1.55 \quad (-)$$

$$i_q = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cotg \phi'))^m \quad (m=2 \text{ nel caso di fondazione nastriforme e } m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta) \text{ in tutti gli altri casi)}$$

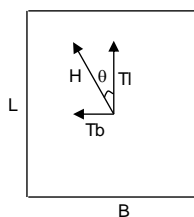
$$i_q = 1.00$$

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

$$i_c = 1.00$$

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

$$i_\gamma = 1.00$$



**$d_c, d_q, d_\gamma$  : fattori di profondità del piano di appoggio**per  $D/B^* \leq 1$ ;  $d_q = 1 + 2 D \tan\phi' (1 - \sin\phi')^2 / B^*$ per  $D/B^* > 1$ ;  $d_q = 1 + (2 \tan\phi' (1 - \sin\phi')^2) * \arctan(D / B^*)$ 

$$d_q = 1.05$$

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

$$d_c = 1.06$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

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

$$b_q = (1 - \beta_f \tan\phi')^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

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

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

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

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1.00$$

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

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

**Carico limite unitario**

$$q_{lim} = 914.29 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Pressione massima agente**

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 13.00 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Verifica di sicurezza capacità portante**

$$q_{lim} / \gamma_R = 397.52 \geq q = 13.00 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Fondazioni Dirette**  
**Verifica in tensioni totali**

$$q_{lim} = c_u \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q$$

D = Profondità del piano di appoggio

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

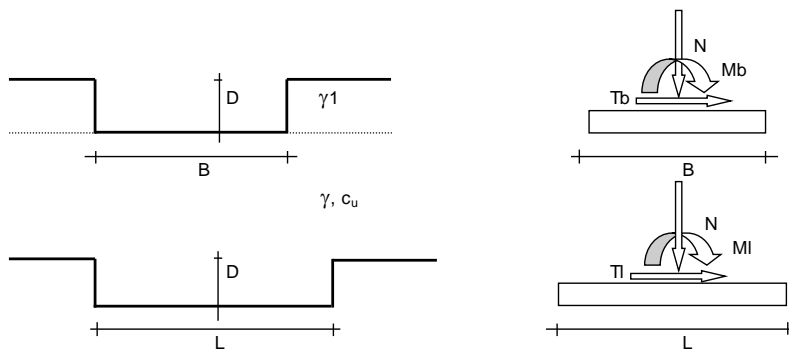
$e_L$  = Eccentricità in direzione L ( $e_L = MI/N$ ) (per fondazione nastriforme  $e_L = 0$ ;  $L^* = L$ )

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

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

**coefficienti parziali**

Metodo di calcolo	azioni		proprietà del terreno	resistenze		
	permanenti	temporanee variabili	$c_u$	$q_{lim}$	scorr	
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M2+R2	1.00	1.30	1.40	1.80	1.00
	SISMA	1.00	1.00	1.40	1.80	1.00
	A1+M1+R3	1.30	1.50	1.00	2.30	1.10
	SISMA	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10
Tensioni Ammissibili	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00	
Definiti dal Progettista	1.00	1.00	1.00	3.00	1.10	



(Per fondazioni nastriformi  $L=100$  m)

B = 2.50 (m)  
L = 3.00 (m)  
D = 0.40 (m)



**AZIONI**

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	97.50	0.00	97.50
Mb [kNm]	0.00	0.00	0.00
MI [kNm]	0.00	0.00	0.00
Tb [kN]	0.00	40.00	40.00
Tl [kN]	0.00	50.00	50.00
H [kN]	0.00	64.03	64.03

*Peso unità di volume del terreno*

$$\gamma_1 = 19.00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 19.00 \quad (\text{kN/mc})$$

*Valore caratteristico di resistenza del terreno*

$$c_u = 200.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$e_B = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0.00 \quad (\text{m})$$

*Valore di progetto*

$$c_u = 200.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$B^* = 2.50 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 3.00 \quad (\text{m})$$

**q : sovraccarico alla profondità D**

$$q = 7.60 \quad (\text{kN/mq})$$

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

$$\gamma = 19.00 \quad (\text{kN/mc})$$

**Nc : coefficiente di capacità portante**

$$N_c = 2 + \pi$$

$$N_c = 5.14$$

**sc : fattori di forma**

$$s_c = 1 + 0,2 B^* / L^*$$

$$s_c = 1.17$$

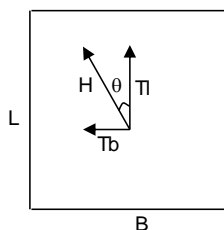
**ic : fattore di inclinazione del carico**

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.55$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.45$$

$$\theta = \arctg(T_b/T_l) = 38.66 \quad (^\circ)$$

$$m = 1.49$$



( $m=2$  nel caso di fondazione nastroforme e  $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$  in tutti gli altri casi)

$$i_c = (1 - m H / (B^* L^* c_u N_c))$$

$$i_c = 0.99$$

**dc : fattore di profondità del piano di appoggio**

$$\text{per } D/B^* \leq 1; d_c = 1 + 0,4 D / B^*$$

$$\text{per } D/B^* > 1; d_c = 1 + 0,4 \arctan (D / B^*)$$

$$d_c = 1.06$$

**d<sub>c</sub> : fattore di profondità del piano di appoggio**per  $D/B^* \leq 1$ ;  $d_c = 1 + 0,4 D / B^*$ per  $D/B^* > 1$ ;  $d_c = 1 + 0,4 \arctan (D / B^*)$ 

$$d_c = 1.06$$

**b<sub>c</sub> : fattore di inclinazione base della fondazione**

$$b_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2))$$

$$\beta_f + \beta_p = 15.00$$

$$\beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_c = 0.97$$

**g<sub>c</sub> : fattore di inclinazione piano di campagna**

$$g_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2))$$

$$\beta_f + \beta_p = 15.00$$

$$\beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_c = 0.93$$

**Carico limite unitario**

$$q_{lim} = 1142.46 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Pressione massima agente**

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 13.00 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Verifica di sicurezza capacità portante**

$$q_{lim} / \gamma_R = 380.82 \geq q = 13.00 \quad (\text{kN/m}^2)$$