

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



## INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N. 443/01

TRATTA A.V. /A.C. TERZO VALICO DEI GIOVI  
PROGETTO ESECUTIVO

**Fabbricato Pj2+Acei A Tortona**

**Strutture**

**Relazione Geotecnica e Idraulica**

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE DEI LAVORI	
Consorzio <b>Cociv</b> Ing. N. Meistro		

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
I G 5 1	0 4	E	C V	R G	F A 1 W 0 X	0 0 1	A

Progettazione :								
Rev	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Progettista Integratore	Data	IL PROGETTISTA
A00	Prima emissione	3BA S.r.l.	11/05/17	COCIV	12/05/17	A.Mancarella 	12/05/17	 Consorzio Collegamenti Integrati Veloci Dott. Ing. A. Mancarella Ordine Ingegneri Prov. TO n. 6271 R

n. Elab.:	File: IG51-04-E-CV-RG-FA1W-0X-001_A00
-----------	---------------------------------------

CUP: F81H92000000008

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



IG51-04-E-CV-RG-FA1W-0X-001\_A00

Foglio  
2 di 2

<b>1. PREMESSA .....</b>	<b>3</b>
<b>2. INDAGINI ESEGUITE.....</b>	<b>3</b>
<b>3. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>3</b>
<b>4. NORMATIVE DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>4</b>
<b>5. INQUADRAMENTO GEOLOGICO GENERALE .....</b>	<b>5</b>
<b>6. STRATIGRAFIA.....</b>	<b>6</b>
<b>7. IDROGEOLOGIA .....</b>	<b>7</b>
<b>8. PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO DI FONDAZIONE .....</b>	<b>8</b>
<b>9. GEOMETRIE E DIMENSIONI DELLE FONDAZIONI .....</b>	<b>9</b>
<b>10. VERIFICHE DI CAPACITA' PORTANTE DELLE FONDAZIONI.....</b>	<b>11</b>
<b>11. CEDIMENTI.....</b>	<b>17</b>

## 1. PREMESSA

La presente relazione geotecnica è stata redatta ai sensi del DM 11-03-1988 e s.m.i. “*Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione*”.

Il sito in oggetto fa parte di quelli ricompresi nella tratta A.V./A.C. TERZO VALICO DEI GIOVI e corrisponde alle opere in previsione in corrispondenza dell'areale di cantiere “*Tortona*”. L'opera di riferimento in questo caso è un “*Fabbricato PJ2+acei*” che poggerà sul piazzale dell'imbocco nord già realizzato. Le dimensioni indicative di riferimento per il fabbricato in oggetto sono 15,60 x 7,10 m con altezza di circa 3,50 m.

## 2. INDAGINI ESEGUITE

La caratterizzazione geologica e geotecnica dell'area interessata dall'Interconnessione è stata definita facendo riferimento ai risultati del sondaggio e degli studi geognostici effettuati nella zona per la progettazione dei fabbricati previsti sulla tratta all'altezza di Tortona e riportate nell'elaborato IG51-04-E-CV-RO-IN93-00-001-A01.

## 3. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

La caratterizzazione dei terreni è stata definita attraverso l'analisi dei seguenti elaborati.

- Relazione geologica, geomorfologica e idrogeologica per l'imbocco della Galleria Pozzolo IG51-04-E-CV-RO-IN93-00-001-A01.

## 4. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

- D.M. Min. LL.PP. 11 marzo 1988 - Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- Circolare Min. LL.PP. 24 settembre 1988 n. 30483 - L. 02.02.1974, n. 64 - art. 1 D.M. 11.03.1988 - Istruzioni riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- D.M. LL. PP. 14 settembre 2005  
Norme tecniche per la costruzioni in zona sismica. Norme tecniche per la costruzioni in zona sismica.

## 5. INQUADRAMENTO GEOLOGICO GENERALE

La zona interessata dalla realizzazione dell'opera in esame ricade sui depositi alluvionali pleistocenico-olocenici del bacino di Alessandria, rappresentati in questo settore dai depositi del T. Scivia, che probabilmente ricoprono in discordanza la successione sedimentaria post-messiniana.

L'opera oggetto del presente rapporto interessa essenzialmente i depositi alluvionali quaternari del bacino del T. Scivia riferibili al Fluviale Recente poggianti sulle unità riferibili probabilmente alla successione post-messiniana qui rappresentata dal Villafranchiano.

Nei dintorni dell'area oggetto d'intervento i depositi fluviali riferibili al bacino del Torrente Scivia sono localizzati sia alla sommità dei rilievi collinari prospicienti le aree di pianura, per quanto riguarda i termini stratigrafici più antichi, sia in corrispondenza dell'ampio conoide del T. Scivia, che si estende tra Serravalle Scivia e Tortona. I depositi fluviali del bacino del T. Scivia sono costituiti da successioni che presentano una granulometria scarsamente differenziata con netta prevalenza di elementi clastici grossolani, tuttavia sulla base delle caratteristiche litologiche, delle caratteristiche dei suoli cui sono associate e sulla base della posizione geometrica che essi occupano all'interno del bacino si sono potute distinguere 3 unità principali. **Il sito in esame ricade in corrispondenza al gruppo di terrazzi associati all'Unità intermedia (fl2).**

Il gruppo di terrazzi situato in prossimità della fascia altimetrica intermedia, compresa tra 245 e 175 m, è ubicato in corrispondenza del conoide del T. Scivia. Questi terrazzi delimitano le estese aree poco acclivi o pianeggianti sulle quali sorgono gli abitati di Serravalle Scivia, Novi Ligure e, in parte, Pozzolo Formigaro. Questi terrazzi sono modellati e delimitano arealmente i depositi fluviali medi (fl2).

## 6. STRATIGRAFIA

I depositi fluviali riferiti a questa unità sono ubicati in corrispondenza dell'ampio terrazzo di Novi Ligure, sospeso di 25-45 metri rispetto all'alveo del T. Scrivia e che si estende da Serravalle Scrivia a Pozzolo Formigaro in sinistra idrografica del T. Scrivia.

Le osservazioni stratigrafiche derivano soprattutto dalle stratigrafie di sondaggio e in minima parte da osservazioni dirette. I depositi fluviali medi (fl2) sono costituiti da ghiaie sabbioso-limose debolmente argillose. Dall'analisi granulometrica di 4 campioni raccolti in 1 sito le classi granulometriche risultano così distribuite: 57% ghiaia, 21% sabbia, 15% limo e 7% argilla. La matrice fine, siltoso-arenacea è mediamente alterata. Solo localmente sono presenti livelli metrici di argille e silt argillosi.

I depositi fluviali medi (fl2) sono ricoperti da suoli che presentano un grado di evoluzione medio-basso con potenza media variabile da 0,5 a 2 metri, attualmente utilizzati come strato coltivo. Lo spessore complessivo dei depositi fluviali medi varia da 1-2 metri a 10-15 metri circa. In base al grado di alterazione e ai rapporti con le altre unità, i depositi fluviali medi possono essere indicativamente riferiti al Pleistocene medio-superiore.

L'unico sondaggio utile per ricostruire l'andamento nel sottosuolo in corrispondenza del sito in esame è quello con sigla XA301R110 realizzato in fase di Progetto Preliminare che grossomodo corrisponde con la posizione del fabbricato FA1W in progetto.

La stratigrafia del sondaggio è caratterizzata da:

- 0-0,5 m materiale di riporto/sottofondo stradale;
- 0,5-4,5 m sedimenti ghiaioso sabbiosi riferibili ai depositi fluviali recenti (fl3b);
- 4,5-11,5 m sedimenti sabbioso-limosi e ghiaiosi riferibili ai depositi fluviali recenti (fl3a);
- 11,5-20,5 m depositi sabbioso limosi giallastri riferibili probabilmente al Villafranchiano;

In sintesi la successione litostratigrafica prevista nell'area dove si realizzerà il fabbricato in progetto farà riferimento esclusivamente ai depositi fluviali che almeno per i primi 5,0 m, che poi saranno quelli maggiormente interessati dal bulbo di carico delle fondazioni saranno di natura ghiaioso sabbiosa. A tale litologia si farà dunque riferimento per la stima dei parametri geotecnici.

## 7. IDROGEOLOGIA

Il complesso idrogeologico cui fanno riferimento i depositi quaternari (f13a e f13b) è quello classificato, nel Modello Idrogeologico di Riferimento del PE, come “Complesso 2”; nella zona interessata dalla realizzazione dell’opera, la base del Complesso 2 (interfaccia alluvioni/substrato prequaternario) si colloca mediamente tra i 10 e i 15 m al di sotto del piano campagna.

Questo complesso presenta una permeabilità primaria per porosità, trattandosi di sedimenti a granulometria grossolana costituiti, in generale, da ghiaie e sabbie, con percentuali variabili di argille e limi. I test idraulici eseguiti mettono in evidenza valori di conducibilità idraulica piuttosto dispersa, data la natura eterogenea dei depositi è possibile ipotizzare con ragionevole certezza che si tratti di terreni da poco permeabili a permeabili. Non si possono escludere limitate variazioni verticali e laterali della permeabilità, principalmente per possibili passaggi da materiali grossolani a intercalazioni di materiali più fini, a granulometria sabbiosa. Effetti di compartimentazione sono comunque ritenuti possibili solo a scala locale.

La falda presenta probabilmente una geometria tabulare, con livelli piezometrici che denotano una soggiacenza subparallela alla superficie topografica con variazioni da -3,5 m a -8,5 m dal pc.



## 8. PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO DI FONDAZIONE

Per la definizione dei parametri geotecnici necessari alle verifiche progettuali è stato fatto riferimento ai parametri geotecnici dei sedimenti alluvionali granulari associabili al Torrente Scrivia.

Sulla base della stratigrafia disponibile e dei valori di  $N_{spt}$  associati a siffatti materiali sono stati cautelativamente ricavati i parametri geotecnici del materasso alluvionale validi fino ad almeno 5,0 m di profondità.

Tali valori fanno naturalmente riferimento a terreni granulari grossolani, se in corrispondenza al piano di appoggio della fondazione fosse rilevata la presenza di terreni fini di natura limoso – argillosa essi andranno rimossi fino al substrato granulare e sostituiti con misto granulare stabilizzato o in alternativa i carichi ammissibili andranno ricalcolati.

### ***Depositi fluviali (fL)***

$$-\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$$

**peso di volume**

$$-\phi = 32^\circ$$

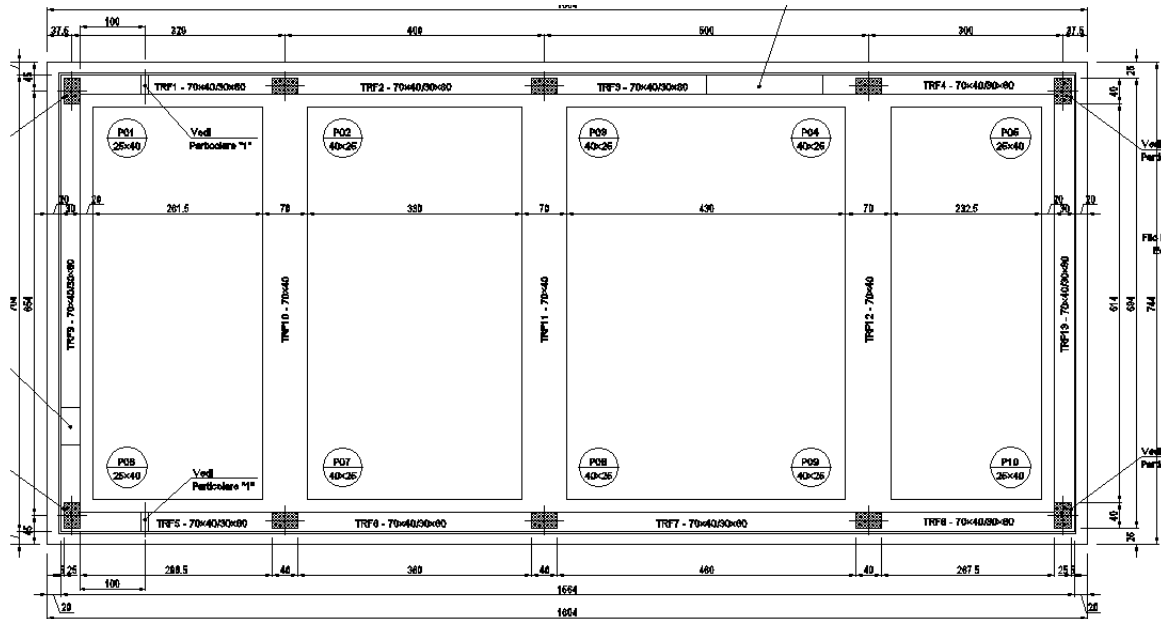
**angolo d'attrito**

$$-c' = 0 \text{ kPa}$$

**coesione efficace (drenata)**

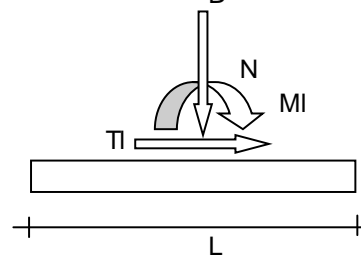
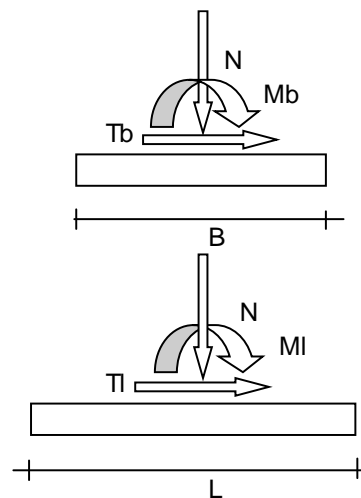
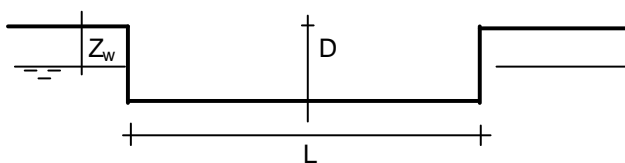
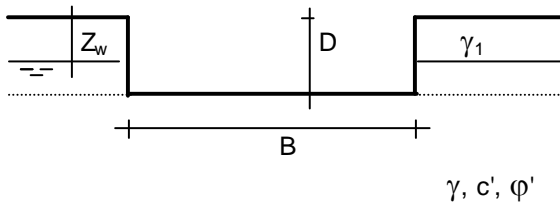
## 9. GEOMETRIE E DIMENSIONI DELLE FONDAZIONI

Nel seguito si allega uno stralcio planimetrico del fabbricato in progetto; per tali fondazioni saranno eseguite apposite verifiche della pressione ammissibile e dei cedimenti.



Sulla base del progetto del fabbricato in esame risulta che le sue fondazioni saranno costituite da travi rovesce.

Nel seguito si riassumo le dimensioni e le caratteristiche del terreno per cui si eseguiranno le verifiche di capacità portante e dei cedimenti.



**DIMENSIONE FONDAZIONI**

- Larghezza: ( $B$ ) 0,7 [m]
- Lunghezza: ( $L$ ) 15,6 [m]
- Profondità piano di posa: ( $D$ ) 1,2 [m]
- Eccentricità dei carichi: ( $e$ ) 0,0 [m]
- Inclinazione piano di posa: 0 [°]

**CARATTERISTICHE FISICO-MECCANICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE ( $fL$ )**

- Coesione: ( $c'$ ) 0 [kPa]
- Angolo di attrito: ( $\phi'$ ) 32 [°]
- Peso di volume terreno di fondazione: ( $\gamma_1$ ) 19,0 [kN/m<sup>3</sup>]
- Peso di volume terreno sopra fondazione: ( $\gamma_2$ ) 19,0 [kN/m<sup>3</sup>]
- Inclinazione piano campagna: 0 [°]

## 10. VERIFICHE DI CAPACITA' PORTANTE DELLE FONDAZIONI

### **Formula di Hansen (1970)**

E' una estensione della formula di Meyerhof; le estensioni consistono nell'introduzione di bi che tiene conto della eventuale inclinazione sull'orizzontale del piano di posa e un fattore gi per terreno in pendenza. Il modello di calcolo adottato prevede la rottura del terreno di fondazione con la creazione di una superficie di scivolamento estesa.

Assumendo il piano di fondazione orizzontale, con carichi applicati ortogonalmente, ed essendo nullo il contributo della resistenza per coesione, la formula di Brinch-Hansen si riduce a:

$$Q_{lim} = 1/2\gamma BN\gamma_{sy} + q'NqS_q + c' NcSc$$

La formula di Hansen vale per qualsiasi rapporto D/B, quindi sia per fondazioni superficiali che profonde, ma lo stesso autore introdusse dei coefficienti per meglio interpretare il comportamento reale della fondazione, senza di essi, infatti, si avrebbe un aumento troppo forte del carico limite con la profondità.

Per valori di D/B <1

$$d_c = 1 + 0.4 \frac{D}{B}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \frac{D}{B}$$

Per valori D/B >1:

$$d_c = 1 + 0.4 \tan^{-1} \frac{D}{B}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \tan^{-1} \frac{D}{B}$$

Nel caso in cui  $\varphi = 0$

D/B	0	1	1.1	2	5	10	20	100
d' <sub>c</sub>	0	0.40	0.33	0.44	0.55	0.59	0.61	0.62

Nei fattori seguenti le espressioni con apici (') valgono quando  $\varphi=0$ .

- Fattori di forma:

$$s'_{c} = 0.2 \frac{B}{L}$$

$$s_{c} = 1 + \frac{N_{q}}{N_{c}} \frac{B}{L}$$

$$s_{c} = 1 \quad \text{per fondazioni nastroformi}$$

$$s_{q} = 1 + \frac{B}{L} \tan \varphi$$

$$s_{\gamma} = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

- Fattori di profondità:

$$d'_{c} = 0.4k$$

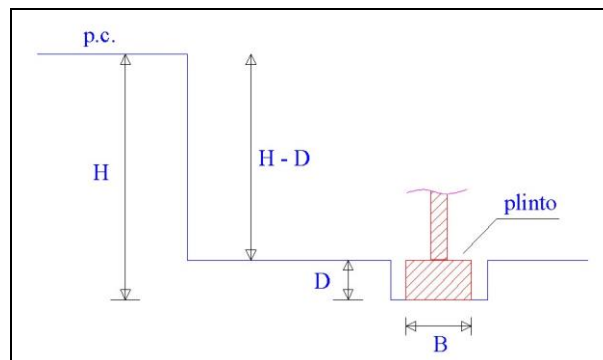
$$d_{c} = 1 + 0.4k$$

$$d_{q} = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi) k$$

$$d_{\gamma} = 1 \quad \text{per qualsiasi } \varphi$$

$$k = \frac{D}{B} \quad \text{se } \frac{D}{B} \leq 1$$

$$k = \tan^{-1} \frac{D}{B} \quad \text{se } \frac{D}{B} > 1$$



- Fattori di inclinazione del carico

$$i'_c = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A_f c_a}}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$i_q = \left( 1 - \frac{0.5H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5$$

$$i_\gamma = \left( 1 - \frac{0.7H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta = 0)$$

$$i_\gamma = \left( 1 - \frac{(0.7 - \eta/450)H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta > 0)$$

- Fattori di inclinazione del terreno (fondazione su pendio):

$$g'_c = \frac{\beta}{147}$$

$$g_c = 1 - \frac{\beta}{147}$$

$$g_q = g_\gamma = (10.5 \tan \beta)^5$$

- Fattori di inclinazione del piano di fondazione (base inclinata):

$$b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_q = \exp(-2\eta \tan \varphi)$$

$$b_q = \exp(-2.7\eta \tan \varphi)$$

**TABULATI DI CALCOLO***Peso unità di volume del terreno*

$$\gamma_1 = 19,00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 19,00 \quad (\text{kN/mc})$$

*Valori caratteristici di resistenza del terreno*

$$c' = 0,00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 32,00 \quad (^\circ)$$

*Profondità della falda*

$$Z_w = 4,00 \quad (\text{m})$$

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

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

$$B^* = 0,40 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 15,70 \quad (\text{m})$$

**q : sovraccarico alla profondità D**

$$q = 22,80 \quad (\text{kN/mq})$$

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

$$\gamma = 19,00 \quad (\text{kN/mc})$$

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

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

$$N_q = 23,18$$

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

$$N_c = 35,49$$

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

$$N_\gamma = 30,21$$

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

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

$$s_c = 1,02$$

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

$$s_q = 1,02$$

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

$$s_\gamma = 0,99$$

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

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1,98 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 90,00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1,02 \quad m = 1,98 \quad (-)$$

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

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

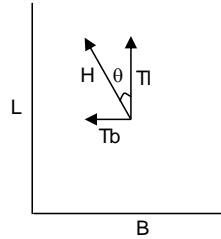
$$i_q = 1,00$$

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

$$i_c = 1,00$$

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

$$i_\gamma = 1,00$$


**d<sub>c</sub>, d<sub>q</sub>, d<sub>γ</sub> : fattori di profondità del piano di appoggio**

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

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

$$d_q = 1,34$$

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

$$d_c = 1,36$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1,00$$

**b<sub>c</sub>, b<sub>q</sub>, b<sub>γ</sub> : fattori di inclinazione base della fondazione**

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

$$b_q = 1,00$$

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

$$b_c = 1,00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1,00$$

**g<sub>c</sub>, g<sub>q</sub>, g<sub>γ</sub> : fattori di inclinazione piano di campagna**

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

$$g_q = 1,00$$

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

$$g_c = 1,00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1,00$$

**Carico limite unitario**

$$q_{lim} = 835,67 \quad (\text{kN/m}^2)$$



- Pressione limite: ( $Q_{lim}$ ): **835.67 [kPa]**
- Coefficiente di sicurezza: ( $F_s$ ) **3 [-]**
- Pressione ammissibile: ( $Q_{amm}$ ) **278.5 [kPa]**
- Pressione di progetto agente: ( $Q_{ag}$ ) **120 [kPa]**

**$Q_{ag} < Q_{amm}$  VERIFICATO**

## 11. CEDIMENTI

Il problema della valutazione dei carichi ammissibili per fondazioni superficiali (plinti, travi rovesce e platee di fondazione) poste a una certa profondità dal piano campagna, deve essere affrontato tenendo conto del livello di tensioni efficaci presenti alla quota di imposta delle fondazioni prima dello scavo. In effetti il carico che la struttura trasmette al terreno può essere suddiviso in un contributo dovuto alla sua ricompressione sino ai livelli tensionali preesistenti lo scavo ed in uno che esprime la compressione del terreno dovuta all'aliquota di pressione eccedente la tensione geostatica.

La valutazione del carico ammissibile deve essere effettuata valutando i cedimenti che la struttura è in grado di sopportare.

In terreni a granulometria eterogenea, come quello in esame, la relazione tra cedimento e carichi applicati viene solitamente dedotta da correlazioni di tipo empirico, anziché dalle formule legate alla teoria dell'elasticità, che si discostano troppo dal reale comportamento del materiale.

In generale si preferisce ricorrere a correlazioni di tipo empirico, con riferimento a formule tratte dalla letteratura tecnica.

In particolare per la determinazione del valore di cedimento ammissibile  $S_{max}$ , ci si riferisce alle correlazioni di Grant et al. (1974) che, per terreni attritivi, per fondazioni nastriformi determina un cedimento massimo pari a  $S_{max} = 2$  cm.

A questo punto, facendo riferimento al metodo di Burland e Burbidge (1984), basato sull'analisi statistica di casi reali, il cedimento può essere espresso nella forma:

$$S_{lim} = f_s \cdot f_h \cdot f_t \cdot ((q_{amm} - 2/3q') \cdot B^{0.7} \cdot I_c)$$

dove:

- $f_s$ ,  $f_h$ ,  $f_t$  = fattori correttivi che tengono della forma della fondazione, dello spessore dello strato compressibile e dei cedimenti nel tempo;
- $q_{amm}$  = carico ammissibile per la fondazione (KPa);
- $q'$  = tensione verticale agente alla quota di imposta della fondazione (KPa);
- $S_{lim}$  = cedimento massimo (mm);
- $B$  = lato della fondazione (m);
- $I_c$  = indice di compressibilità.

L'indice di compressibilità  $I_c$  è legato statisticamente ai valori di  $N_{spt}$  tramite la relazione:

$$\log(N_{spt}1.4I_c102) = 2.232 \pm 0.263$$

nella quale 2.232 rappresenta il valore medio e 0.263 lo scarto quadratico medio.

In questo caso si ottengono dei risultati che rappresentano una stima associata ad una probabilità del 50% di non superare il cedimento ammissibile.

Anziché introdurre un fattore di sicurezza, si preferisce però in questo caso ridurre la probabilità di superamento del cedimento ammissibile. Si ipotizza cioè di ritenere accettabile una probabilità del 97,7% che il cedimento massimo non sia superato.

Facendo riferimento alla fondazione in esame che dal punto di vista geometrico è associabile a una fondazione nastriforme ( $B/L=0$ ) inserendo i parametri di B e D già utilizzati per la valutazione del carico limite si sono quindi definiti i valori di carico ammissibile per il cedimento imposto pari a 20 mm.

Si ottengono allora i risultati riportati sulla tabella allegata nel seguito:

Valutazione dei carichi ammissibili con il metodo di Burland-Burbidge					
<b>Probabilità di superamento 2,3%</b>					
<b>Tempo di ritorno <math>t=100</math> anni</b>					
		s (mm)	gamma	$N_{spt}$	$I_c$
		20	1,90	30	0,0490
			$f_h$	$f_t$	H-D (m)
			1,60	1,60	0,80
B	D	Carico ammissibile (kg/cm <sup>2</sup> )			
		B/L =	B/L =	B/L =	
(m)	(m)	0	0,50	1,00	
0,70	0,40	1,46	1,81	2,19	

FONDAZIONE NASTRIFORME B/L=0

In tabella sono riportati i valori di carico ammissibile per fondazioni nastriformi (travi rovesce perimetrali) di lato di lato B pari a 0,7 m e altezza D pari a 0,4 m, nell'ipotesi di limitare i cedimenti entro valori ammissibili (2 cm in 100 anni),

la  $Q_{amm}$  risulta pari a 1,46 Kg/cm<sup>2</sup> (circa 140 kPa)

Anche nel caso dei cedimenti la  $Q_{amm}$  è superiore alla pressione di progetto  $Q_{ag}$  (120 kPa)