

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

Cabina Elettrica Centrale Di Ventilazione Di Mandata A Val Lemme

Strutture

Relazione Geotecnica e Idraulica

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE DEI LAVORI	
Consorzio Cociv 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 9 3 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-FA93-0X-001_A00
-----------	---------------------------------------

CUP: F81H92000000008

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



IG51-04-E-CV-RG-FA93-0X-001_A00

Foglio
2 di 2

1. PREMESSA	3
2. INDAGINI ESEGUITE.....	3
3. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	3
4. NORMATIVE DI RIFERIMENTO	4
5. INQUADRAMENTO GEOLOGICO GENERALE	5
6. STRATIGRAFIA.....	5
7. IDROGEOLOGIA	6
8. PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO DI FONDAZIONE	6
9. GEOMETRIE E DIMENSIONI DELLE FONDAZIONI	7
10. VERIFICHE DI CAPACITA' PORTANTE DELLE FONDAZIONI.....	9
11. CEDIMENTI.....	15

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 *“Imbocco Val Lemme”*. L'opera di riferimento in questo caso è un *“Fabbricato Tecnologico”* che poggerà sul piazzale dell'imbocco già realizzato. Le dimensioni indicative di riferimento per il fabbricato in oggetto sono 30,35 x 7,10 m con altezza di circa 3 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 dell'imbocco sud della Galleria Pozzolo e riportate nell'elaborato IG51-04-E-CV-RO-IN1P-00-001-A01.

3. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

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

- Relazione di calcolo (IG51-00-E-CV-P8-CA17-01-012-A00) per la Finestra Vallemme.
- Relazione geologica, geomorfologica e idrogeologica per la Piazzola Finestra Vallemme (IG51-04-E-CV-RO-IN1CO-0-001-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

L'area in cui ricade l'opera, WBS IN1CO Piazzola Finestra Vallemme - tratto O -, è stata intensamente rimodellata dalle attività di cantiere nell'ambito della realizzazione della Finestra Vallemme, sia con interventi di accumulo/rimozione di depositi naturali, sia attraverso la riorganizzazione dell'idrografia superficiale. È tuttavia ancora possibile osservare l'originario assetto geologico-geomorfologico dell'area che risulta situata in parte nella zona di raccordo tra versante e fondovalle ed in parte su di un conoide parzialmente attivo. A ridosso del versante si trovano depositi colluviali e detritico colluviali, frammisti a depositi di un conoide da debris flow, costituiti da frammenti angolari monogenici di argilliti filladiche molto alterati ed una matrice fine costituita da limo argilloso-sabbioso. Localmente sono presenti livelli più fini, limoso argillosi di spessore metrico. Nel complesso questi depositi raggiungono spessori di 8-10 m in prossimità del versante (sondaggio SLI09). Invece, spostandosi verso ovest, nell'area del piazzale esistente, i depositi detritico colluviali sono stati rimossi nel corso di attività di cantiere svoltesi in precedenza e in questo settore si trova soprattutto materiale di riporto (r) con spessori probabilmente più modesti (1-2 metri).

6. STRATIGRAFIA

Le indagini geognostiche al momento disponibili nel settore della WBS IN1CO sono rappresentati unicamente dal sondaggio SLI09 realizzato in fase di Progetto Esecutivo e di cui nel seguito si riassume la stratigrafia:

- da 0 a 0,7 m: terreno di riporto costituito da ghiaia eterometrica (\varnothing max 6 cm) da sub-angolare a sub-arrotondata, monogenica con sabbia media e grossa debolmente limosa brunastra.
- Da 0,7 a 2,0 m: limo argilloso debolmente sabbioso nocciola-rossiccio con clasti e frammenti angolari di argilliti grigio nerastra molto alterate.
- Da 2,0 a 8,5 m: clasti e frammenti angolari monogenici di argillite filladica grigio nerastra a tetto in gran parte alterati per argillificazione ed ossidazione, immersi in una matrice fine costituita da limo argilloso-sabbioso e localmente sabbia con limo argilloso.

Sulla base delle sezioni progettuali il fabbricato poggerà in un settore interessato da sbancamento nel quale il substrato sarà esclusivamente argilloso intensamente alterato.

7. IDROGEOLOGIA

Dal punto di vista idrogeologico è importante tenere in conto il contesto di cantiere in cui si sviluppa l'opera e la presenza di un livello di riporto antropico con un forte potere drenante sia rispetto alle acque piovane che rispetto alle eventuali acque di lavorazione che derivano dallo scavo. In conseguenza a ciò, essendo stato ipotizzato che la falda acquifera sia alimentata direttamente dal ruscellamento superficiale e abbia una direzione di deflusso verso il T: Lemme, si deve tenere conto del fatto che si opererà in un contesto sensibile alla rapida infiltrazione da parte di eventuali inquinanti. Tale infiltrazione sarà diretta primariamente verso la falda acquifera locale verosimilmente presente al contatto con il substrato e secondariamente verso il torrente Lemme, ossia verso il corso d'acqua che presumibilmente costituisce l'elemento di recapito della suddetta falda acquifera.

Tali caratteristiche unite alla bassissima permeabilità primaria dei livelli argillosi permettono in via preliminare di escludere l'azione di una sottospinta idrostatica sulle opere di fondazione in progetto, essi andranno in ogni caso verificati in sede esecutiva in funzione di eventuali risorgive presenti negli scavi per le fondazioni.

8. PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO DI FONDAZIONE

Per la definizione dei parametri geotecnici necessari alle verifiche progettuali è stato fatto riferimento all'elaborato IG51-00-E-CV-RO-CA17-01-005-A00 facendo riferimento ai più cautelativi parametri geotecnici individuati corrispondenti al substrato argilloso alterato.

Sulla base di questi dati, e facendo riferimento ad esperienze pregresse su terreni analoghi, di seguito vengono indicati i valori dei parametri geotecnici. Tali valori fanno riferimento a un terreno di fondazione impostato sui sedimenti argillosi alterati:

Depositi fluviali (fL)

$$-\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$$

peso di volume

$$-\phi = 30^\circ$$

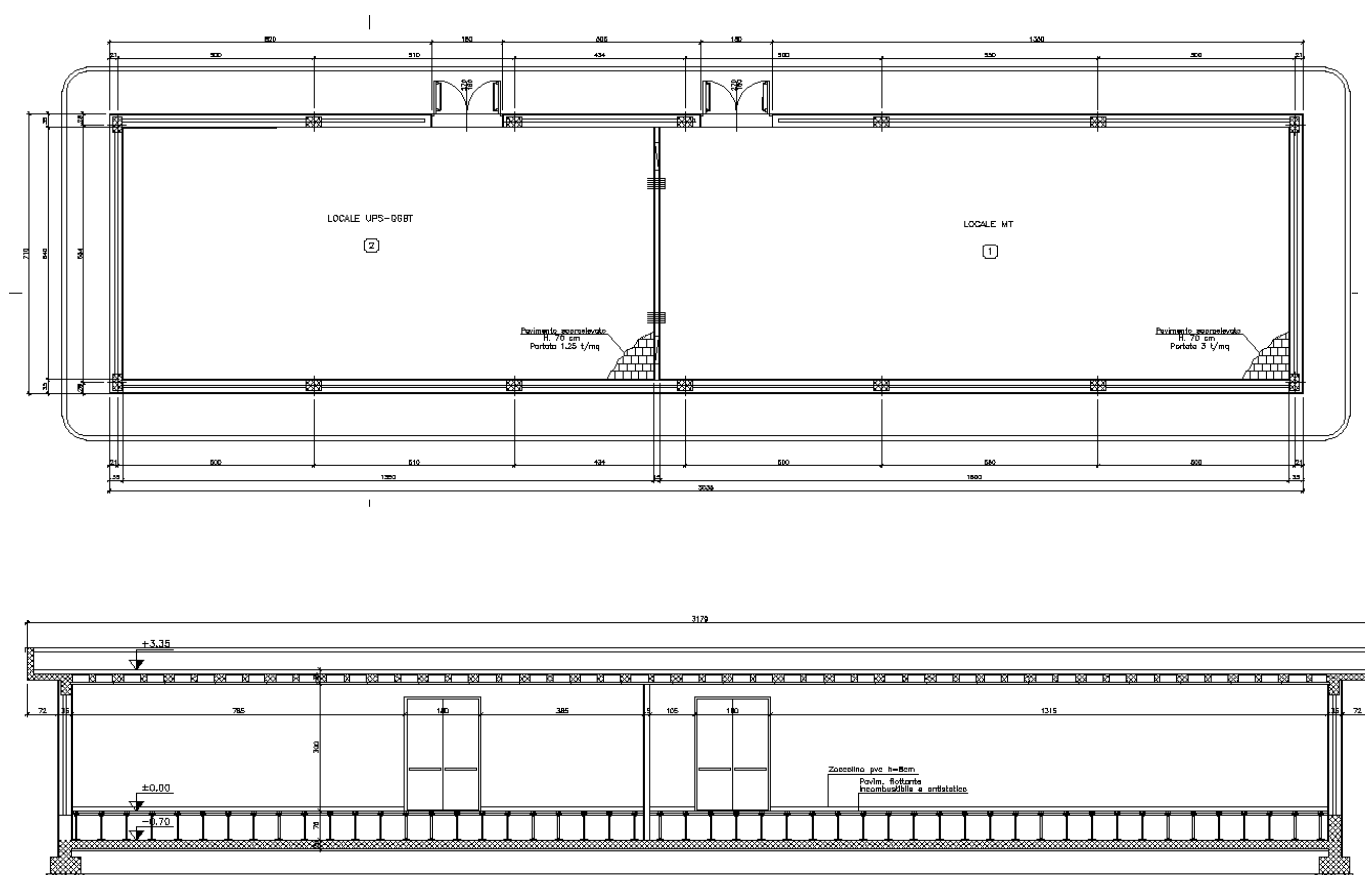
angolo d'attrito

$$-c' = 5 \text{ kPa}$$

coesione efficace (drenata)

9. GEOMETRIE E DIMENSIONI DELLE FONDAZIONI

Nel seguito si allega uno stralcio planimetrico e una sezione trasversale del fabbricato tecnologico 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.

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:

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

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:

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

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

D/B	0	1	1.1	2	5	10	20	100
d'_c	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:

$$s'_c = 0.2 \frac{B}{L}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q B}{N_c L}$$

$$s_c = 1 \quad \text{per fondazioni nastroformi}$$

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

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

- Fattori di profondità:

$$d'_c = 0.4k$$

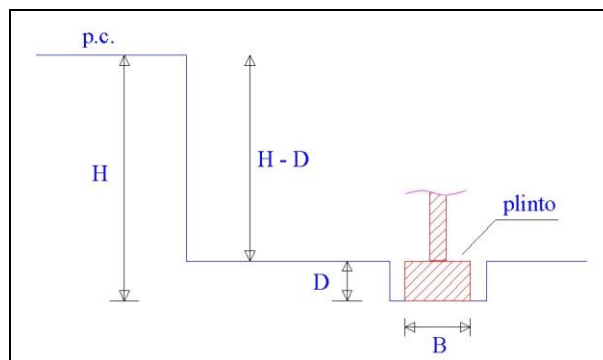
$$d_c = 1 + 0.4k$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi) k$$

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

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

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



- 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*

$$\gamma_1 = 20,00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 20,00 \quad (\text{kN/mc})$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$c' = 5,00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 30,00 \quad (^\circ)$$

Profondità della falda

$$Z_w = 10,00 \quad (\text{m})$$

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

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

$$B^* = 0,70 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 30,00 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 24,00 \quad (\text{kN/mq})$$

 γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 20,00 \quad (\text{kN/mc})$$

 N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

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

$$N_q = 18,40$$

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

$$N_c = 30,14$$

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

$$N_\gamma = 22,40$$

 s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

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

$$s_c = 1,01$$

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

$$s_q = 1,01$$

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

$$s_\gamma = 0,99$$

 i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

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

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

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

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

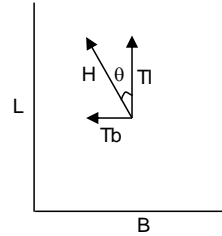
$$i_q = 1,00$$

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

$$i_c = 1,00$$

$$i_\gamma = (1 - H/(N + B \cdot L \cdot c' \cdot \cot\phi))^{\alpha+1}$$

$$i_\gamma = 1,00$$



d_c, d_q, d_γ : 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 $D/B^* > 1$; $d_q = 1 + (2 \tan\phi' (1 - \sin\phi')^2) \cdot \arctan(D / B^*)$

$$d_q = 1,30$$

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

$$d_c = 1,32$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1,00$$

b_c, b_q, b_γ : 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_γ : 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

$$q_{lim} = 939,15 \quad (\text{kN/m}^2)$$

- Pressione limite: (Q_{lim}): **939.15 [kPa]**
- Coefficiente di sicurezza: (F_s) **3 [-]**
- Pressione ammissibile: (Q_{amm}) **313.05 [kPa]**
- Pressione di progetto agente: (Q_{ag}) **< 150 [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 $S_{max} = 2 \text{ cm}$.

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:

$$\log (N_{spt} 1.4 I_c 102) = 2.232 \pm 0.263$$

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					
Probabilità di superamento 2,3%					
Tempo di ritorno $t=100$ anni					
		s (mm)	gamma	N_{spt}	I_c
		20	2,00	32	0,0448
			f_h	f_t	H-D (m)
			1,60	1,60	0,80
B	D	Carico ammissibile (kg/cm ²)			
		B/L =	B/L =	B/L =	
(m)	(m)	0	0,50	1,00	
0,70	1,20	1,70	2,08	2,50	
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, nell'ipotesi di limitare i cedimenti entro valori ammissibili (2 cm in 100 anni),

la Q_{amm} risulta pari a 1,70 Kg/cm² (166 kPa)

Anche nel caso dei cedimenti la Q_{amm} è superiore alla massima pressione di progetto Q_{ag} (150 kPa)