

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 Sicurezza imbocco Finestra Borzoli a pk 0+300,00

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 2 2 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-FA22-0X-001_A00
-----------	---------------------------------------

CUP: F81H92000000008

1. PREMESSA	2
2. INDAGINI ESEGUITE.....	3
3. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	3
4. NORMATIVE DI RIFERIMENTO	3
5. INQUADRAMENTO GEOLOGICO GENERALE	4
6. STRATIGRAFIA	5
7. IDROGEOLOGIA	6
8. PARAMETRI GEOTECNICI	7
9. GEOMETRIE E DIMENSIONI DELLE FONDAZIONI	8
10. VERIFICA DELLA 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 Finestra Borzoli”*. L'opera di riferimento in questo caso è un Fabbricato Sicurezza che poggerà su un piazzale ricavato a mezza costa sul bordo del versante mediante la stesura di terreno di riporto. Le dimensioni di riferimento per il fabbricato in oggetto sono 22,25 x 7,10 m, altezza interna 3,50 m.



IMMAGINE AEREA DEL SETTORE DI EX CAVA SU CUI SI IMPOSTERA' L'IMBOCCO
FINESTRA BORZOLI

2. INDAGINI ESEGUITE

La caratterizzazione geologica e geotecnica dell'area interessata dall'Interconnessione è stata definita facendo riferimento alle risultanze delle indagini geologiche e geotecniche riassunte negli elaborati progettuali riferiti all'imbocco della Finestra Borzoli.

3. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

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

- Relazioni di calcolo (IG51-03-E-CV-RO-IN21-0X-001-A01 e IG51-03-E-CV-RO-IN21-0X-002-A01);
- Relazione geologica, geomorfologica e idrogeologica per la piazzola Finestra Carvasco (IG51-03-E-CV-RO-IN21-00-001-A02).

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'imbocco della Finestra Borzoli è ubicato nella stretta valle del Torrente Chiaravagna, caratterizzata da versanti acclivi ed orientata mediamente N - S. In particolare la zona di piazzale è localizzata in corrispondenza di un'area di cava attualmente abbandonata (Cava Serra, in località Borzoli).

L'area di studio si colloca nella zona di giustapposizione tra i domini orogenici alpino e appenninico (Figura 1), nota in letteratura come "nodo collisionale ligure" (Laubscher et al., 1992).

L'area della piazzola Borzoli è rappresentata da una cava abbandonata. L'elemento geomorfologico principale è costituito dal fronte di cava, esteso per circa 350 m di larghezza ed alto circa 100 m. Tutto il fronte è caratterizzato dalla presenza di affioramenti rocciosi fratturati e da depositi detritici di spessore variabile, legati in parte all'attività estrattiva e in parte a locali distacchi di materiale dagli affioramenti. Il più significativo di questi accumuli è stato individuato nel settore centrale della ex cava immediatamente ad est dell'opera in progetto ed è costituito da un accumulo di potenza stimata pari a circa 25-30 m legato presumibilmente ad un unico fenomeno di crollo verificatosi a seguito dell'abbandono dell'attività estrattiva.

Dal punto di vista geologico le principali criticità riscontrate sono da mettersi in relazione all'instabilità del fronte di cava, che si manifesta con localizzati fenomeni di crollo di materiale roccioso e di detrito. Il fenomeno è da mettere in relazione all'attività estrattiva e non risulta connessa a fenomeni di instabilità che coinvolgono tutto il versante. L'inventario dei Fenomeni Franosi in Italia (IFFI) reperibile sul sito dell'ISPRA (193.206.192.136/cartanetiffi) e i dati relativi al PAI non segnalano particolari fenomeni di dissesto o di pericolosità idrogeologica in corrispondenza dell'opera in progetto.

L'opera in progetto andrà ad insistere in parte su un livello costituito da 1) materiale di riporto con spessore variabile metrico plurimetrico a seconda dei settori; 2) Serpentiniti del Bric dei Corvi; 3) Metabasalti del M. Figogna.

Trattandosi di un settore di ex-cava, utilizzata in seguito da una ditta produttrice di inerti come area di stoccaggio e di lavorazione del materiale, è quasi sempre presente un intervallo superficiale di spessore variabile di materiale di riporto frammisto a depositi detritico colluviali e a depositi riferibili a frane di crollo originatesi dal fronte di cava dal momento della sua dismissione.

6. STRATIGRAFIA

L'imbocco della Finestra Borzoli è ubicato nella stretta valle del Torrente Chiaravagna, caratterizzata da versanti acclivi ed orientata mediamente N - S. In particolare la zona di piazzale è localizzata in corrispondenza di un'area di cava attualmente abbandonata (Cava Serra, in località Borzoli).

Il piazzale di cava si sviluppa su detriti provenienti da crolli/accumuli di materiale roccioso detritico. Il più significativo di questi è costituito da un accumulo di potenza stimata pari a circa 25-30 m, legato presumibilmente ad un unico fenomeno di crollo verificatosi a seguito dell'abbandono dell'attività estrattiva. Le indagini sismiche eseguite confermano questi spessori di deposito di accumulo. L'analisi di dettaglio delle indagini sismiche eseguite confermano infatti la seguente stratigrafia di massima:

- circa 10 metri di coltre detritica di versante costituita da blocchi e ciottoli in matrice sabbiosa e brecce rocciose;
- un passaggio netto ad un ammasso roccioso estremamente fratturato e disarticolato con uno spessore minimo di 15 – 20 metri o forse anche superiore, l'indagine eseguita evidenzia velocità molto inferiori a quelle registrate nell'ammasso roccioso serpentinitico sano.

7. IDROGEOLOGIA

Dal punto di vista idrogeologico non sono state riscontrate problematiche particolarmente significative in relazione alla realizzazione dell'opera e ciò tanto per la fase di cantierizzazione e costruzione quanto per la fase di esercizio. Dato il tipo di intervento previsto in quest'area, è comunque possibile escludere ogni forma di interferenza tra l'opera e le sorgenti esistenti, tanto in fase di cantierizzazione quanto in fase di esercizio. Tuttavia è comunque importante tenere presente il contesto idrogeologico generale in cui sarà realizzata l'opera.

Ciò rende la falda particolarmente vulnerabile alla propagazione di inquinanti che si dovessero infiltrare dalla superficie, ad esempio per versamento accidentale di liquidi (carburanti, lubrificanti, ecc.) nell'area di cantiere.

8. PARAMETRI GEOTECNICI

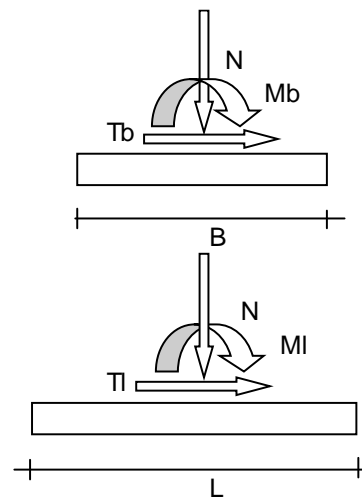
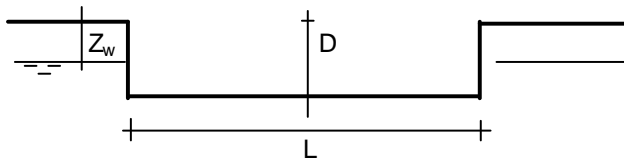
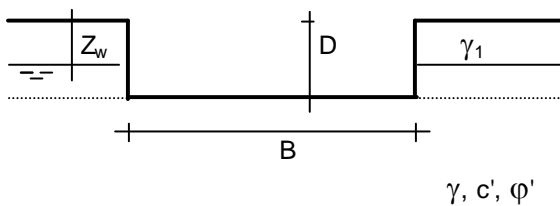
Per la definizione dei parametri geotecnici necessari alle verifiche progettuali è stato fatto riferimento agli esiti delle classificazioni geomeccaniche riportate sull'elaborato (IG51-03-E-CV-RO-IN21-0X-002-A01).

In particolare si è fatto cautelativamente riferimento ai parametri geotecnici utilizzati per la verifica di stabilità del muro di sostegno che sosterrà a monte del terreno sciolto ai quali assegna precisi parametri geomeccanici. Non si è quindi fatto riferimento al terreno roccioso "serpentinoscisti" i cui parametri geomeccanici sono sensibilmente migliori e contemplano anche una certa coesione tipica di un ammasso roccioso coerente.

Descrizione	Terreno 2
Peso di volume γ	17,65 [kN/mc]
Angolo di attrito interno ϕ	35,00 [°]
Angolo di attrito terra-muro δ	21,00 [°]
Coesione c	0,0000 [MPa]
Adesione terra-muro c_a	0,0000 [MPa]

9. GEOMETRIE E DIMENSIONI DELLE FONDAZIONI

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



DIMENSIONE FONDAZIONI

- | | | |
|-------------------------------------|-------|-----|
| ▪ Larghezza: (B) | 1,05 | [m] |
| ▪ Lunghezza: (L) | 22,25 | [m] |
| ▪ Profondità piano di posa: (D) | 1,2 | [m] |
| ▪ Eccentricità dei carichi: (e) | 0,0 | [m] |
| ▪ Inclinazione piano di posa: | 0 | [°] |

PARAMETRI GEOTECNICI

- | | | |
|---|------|----------------------|
| ▪ Coesione: (c') | 0 | [kPa] |
| ▪ Angolo di attrito: (ϕ') | 35 | [°] |
| ▪ Peso di volume terreno di fondazione: (γ_1) | 17,5 | [kN/m ³] |
| ▪ Peso di volume terreno sopra fondazione: (γ_2) | 17,5 | [kN/m ³] |
| ▪ Inclinazione piano campagna: | 0 | [°] |

10. VERIFICA DELLA 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:

$$Q_{lim} = 1/2\gamma B N_{\gamma s} + q' N_q S_q + c' N_c S_c$$

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'_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:

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

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

$$s_c = 1 \quad \text{per fondazioni in astriformi}$$

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

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

- Fattori di profondità:

$$d'_c = 0.4k$$

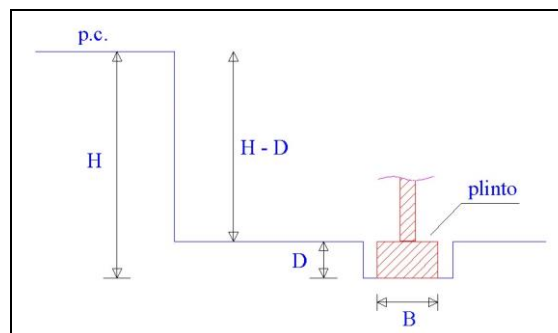
$$d_c = 1 + 0.4k$$

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

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

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

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



- *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):*

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

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

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

•

- *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

$$\begin{aligned}\gamma_1 &= 17,50 \quad (\text{kN/mc}) \\ \gamma &= 17,50 \quad (\text{kN/mc})\end{aligned}$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$\begin{aligned}c' &= 0,00 \quad (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 35,00 \quad (^\circ)\end{aligned}$$

Profondità della falda

$$Z_w = 5,00 \quad (\text{m})$$

$$\begin{aligned}e_B &= 0,00 \quad (\text{m}) \\ e_L &= 0,00 \quad (\text{m})\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}B^* &= 1,05 \quad (\text{m}) \\ L^* &= 22,25 \quad (\text{m})\end{aligned}$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 21,00 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 17,50 \quad (\text{kN/mc})$$

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

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

$$N_q = 33,30$$

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

$$N_c = 46,12$$

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

$$N_\gamma = 48,03$$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

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

$$s_c = 1,03$$

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

$$s_q = 1,03$$

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

$$s_\gamma = 0,98$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1,95 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 90,00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1,05 \quad m = 1,95 \quad (-)$$

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

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

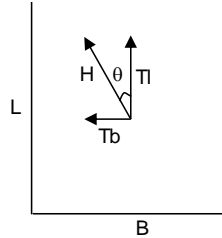
$$i_q = 1,00$$

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

$$i_c = 1,00$$

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

$$i_\gamma = 1,00$$



d_c, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

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

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

$$d_q = 1,22$$

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

$$d_c = 1,22$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1,00$$

b_c, b_q, b_γ : fattori di inclinazione base della fondazione

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

$$b_q = 1,00$$

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

$$b_c = 1,00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1,00$$

g_c, g_q, g_γ : fattori di inclinazione piano di campagna

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

$$g_q = 1,00$$

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

$$g_c = 1,00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1,00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 1311,97 \quad (\text{kN/m}^2)$$

- Pressione limite: (Q_{lim}): **1311,97 [kPa]**
- Coefficiente di sicurezza: (F_s) **3 [-]**
- Pressione ammissibile: (Q_{amm}) **437.32 [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.

Nel caso in esame trattandosi di un terreno grossolano discretamente addensato si applicherà cautelativamente un valore di N_{spt} di 30 colpi/piede.

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.

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	1,75	30	0,0490
			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	
1,05	1,20	1,22	1,48	1,77	

FONDAZIONE NASTRIFORME B/L=0

In Tabella sono riportati i valori di carico ammissibile per fondazioni nastriformi di lato di lato B pari a 1,05 m, nell'ipotesi di limitare i cedimenti entro valori ammissibili (2 cm in 100 anni),

la Q_{amm} risulta pari a 1,22 Kg/cm² (122 kPa)

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