



# COMUNE DI NICOSIA

Provincia di ENNA

TITOLO PROGETTO

PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DI UN PARCO TEMATICO (PARCO AVVENTURA, OSPITALITÀ, RISTORO, INCLUSIONE SOCIALE, DIVERSAMENTE ABILI, PERCORSI MOUNTAIN BIKE, QUAD, IPPOTURISMO, IPPOTERAPIA, VALORIZZAZIONE DELLE AREE NATURALI, ECC), RICADENTE NEL COMUNE DI NICOSIA SUI FONDI DI PROPRIETÀ DEL COMUNE DI NICOSIA E GESTITI DALL'AZIENDA SPECIALE SILVO PASTORALE IN C/DA SAMBUGHETTI- CAMPANITO, DISTINTI IN CATASTO AL FOGLIO N. 12 P.LLA N. 82 Q.P.

FASE

P.F.T.E.

ELABORATO

C2 - RELAZIONE GEOTECNICA

DATA	15 GENNAIO 2025
REV. N.	
DATA REV.	

ALLEGATO	SCALA

IL R.U.P.	
-----------	--

IL PROGETTISTA	Ingegnere Carmelo Farinella Ordine degli Ingegneri - Provincia di Enna N. 678	
----------------	---	--

--	--

--	--

--	--

--	--

## INDICE

- 1. PREMESSA**
- 2. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI**
- 3. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEI TERRENI**
- 4. CONSIDERAZIONI E CALCOLI GEOTECNICI**
  - 4.1 Generalità**
  - 4.2 Calcolo del carico limite**

**APPENDICE A** (*Risultati geotecnici*)

## 1. PREMESSA

Nella presente relazione si riferisce in merito ai risultati dello studio geotecnico svolto sui terreni interessati dall'opera. Si individuano le problematiche geotecniche e le relative soluzioni progettuali; si illustrano, infine, i criteri adottati e i risultati dei calcoli eseguiti per la verifica del dimensionamento delle opere.

Lo studio è stato svolto nel rispetto delle prescrizioni della normativa vigente in materia e, in particolare, viene fatto riferimento nelle fasi di calcolo, verifica e progettazione sono le Norme Tecniche per le Costruzioni emanate con il D.M. . 17-01-2018.

Per il calcolo delle strutture in oggetto si adotteranno i criteri della Geotecnica e della Scienza delle Costruzioni.

## 2. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI

Nella relazione geologico-tecnica appositamente redatta dal Dott. Geol. Giacomo Arrigo iscritto all'Ordine dei Geologi di Sicilia al n. albo 2735, viene descritto l'assetto geologico e geomorfologico della parte del territorio ove ricade l'opera da realizzare nonché gli aspetti geologico-tecnici e sismici specifici dei terreni.

Dal suddetto studio si evince che i terreni su cui ricadono le opere sono rappresentati da argille Scagliose.

Sulla base dell'esame complessivo dei dati disponibili, possono essere attribuiti per i livelli interessati dall'opera e per i due siti i seguenti parametri geotecnici:

1° strato – strato superficiale alterato – spessore 0,00 1,40 metri

2° strato – argille scagliose - spessore 1,40÷10,00 m

- |                                  |                               |
|----------------------------------|-------------------------------|
| - peso dell'unità di volume      | $\gamma = 1,95 \text{ t/m}^3$ |
| - coesione drenata               | $c' = 33 \text{ KN/m}^2$      |
| - coesione non drenata           | $Cu = 42 \text{ KN/m}^2$      |
| - angolo di resistenza al taglio | $\varphi' = 16^\circ$         |

## 3. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEI TERRENI

Dal punto di vista sismico ed in considerazione dei dati ottenuti per i terreni in esame dalle indagini geofisiche effettuate, il sottosuolo, su cui sarà realizzata l'opera, si può riferire alla seguente categoria sismica:

Categoria C: *“Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s”*

## 4. CONSIDERAZIONI E CALCOLI GEOTECNICI

Le problematiche geotecniche principali riguardano la scelta della tipologia ed il dimensionamento geotecnico della fondazione dell'opera; la stabilità della scarpata provvisoria per la realizzazione del setto; la metodologia di esecuzione degli scavi;

Le problematiche geotecniche principali riguardano la scelta della tipologia ed il dimensionamento geotecnico della fondazione dell'opera.

Considerato che il terreno di copertura è inadatto ad essere utilizzato quale piano di posa della fondazione esso è stato asportato per uno spessore medio di 140 cm.

Le fondazioni delle strutture sono in cemento armato a travi rovesce delle dimensioni di 30x50 cm.

Le fondazioni poggeranno su uno strato di magrone dello spessore di cm 20.

#### 4.1 Generalità

Nelle pagine seguenti sono riportati i calcoli geotecnici eseguiti che riguardano:

- il calcolo del carico limite del complesso terreno fondazione;
- la verifica di stabilità alla traslazione dell'opera.

#### 4.2 Calcolo del carico limite

Per la determinazione del carico limite, dato che si tratta di una fondazione rettangolare, viene utilizzata l'espressione di **Hansen** che si esprime nel modo seguente:

$$q_{ult} = c N_c s_c d_c i_c g_c b_c + q N_q s_q d_q i_q g_q b_q + 0.5 B_\gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$$

in cui  $d_c, d_q, d_\gamma$ , sono i fattori di profondità,  $s_c, s_q, s_\gamma$ , sono i fattori di forma,  $i_c, i_q, i_\gamma$ , sono i fattori di inclinazione del carico,  $b_c, b_q, b_\gamma$ , sono i fattori di inclinazione del piano di posa e  $g_c, g_q, g_\gamma$ , sono fattori che tengono conto del fatto che la fondazione poggia su un terreno in pendenza.

Nella scrittura delle formule che seguono è stato utilizzato il seguente simbolismo:

##### *Caratteristiche geometriche della fondazione*

$q$  = carico sul piano di fondazione

$B$  = lato minore della fondazione

$L$  = lato maggiore della fondazione

$D$  = profondità della fondazione

$\square$  = inclinazione della base della fondazione

$\gamma$  = peso specifico del terreno

$B'$  = larghezza di fondazione ridotta =  $B - 2 e_B$

$L'$  = lunghezza di fondazione ridotta =  $L - 2 e_L$

##### *Caratteristiche di carico sulla fondazione*

$H$  = risultante delle forze orizzontali

$N$  = risultante delle forze verticali

$e_B$  = eccentricità del carico verticale lungo  $B$

$e_L$  = eccentricità del carico verticale lungo  $L$

$Fh_B$  = forza orizzontale lungo  $B$

$Fh_L$  = forza orizzontale lungo  $L$

##### *Caratteristiche del terreno di fondazione*

$\square$  = inclinazione terreno a valle

$c = c_u$  = coesione non drenata (condizioni U)

$c = c'$  = coesione drenata (condizioni D)

$\gamma$  = peso specifico apparente (condizioni U)

$\gamma = \gamma'$  = peso specifico sommerso (condizioni D)

$\Phi = 0$  = angolo di attrito interno (condizioni U)

$\Phi = \Phi'$  = angolo di attrito interno (condizioni D)

*Fattori di capacità portante*

$$Nq = \tan^2(\phi/4 + \Phi/2) \cdot e^{\phi \tan \Phi} \quad (Prandtl-Caquot-Meyerhof)$$

$$N\gamma = 2(Nq + 1) \tan \Phi \quad (Vesic)$$

$$Nc = (Nq - 1) / \tan \Phi \quad (Reissner-Meyerhof)$$

*Coefficienti di affondamento del piano di posa (Brinch-Hansen)*

$$dq = 1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi) 2 \operatorname{arctg}(D/B') \quad (\text{se } D > B')$$

$$dq = 1 + 2 D / B' \tan \Phi (1 - \sin \Phi) 2 \quad (\text{se } D \leq B')$$

$$dc = dq - (1 - dq) / (Nc \tan \Phi) \quad (\text{condizioni D})$$

$$dc = 1 + 0.4 \operatorname{arctg}(D/B') \quad (\text{se } D > B' - \text{condizioni U})$$

$$dc = 1 + 0.4 D / B' \quad (\text{se } D \leq B' - \text{condizioni U})$$

*Coefficienti di inclinazione del piano di posa*

$$b\gamma = e(-2.7 \phi \tan \Phi)$$

$$bc = bq = e(-2 \phi \tan \Phi) - (\text{condizioni D})$$

$$bc = bq = 1 - \phi / 147 - (\text{condizioni U})$$

*Coefficienti di inclinazione del terreno di fondazione*

$$gc = gq = 1 - (\text{condizioni D})$$

$$gc = gq = 1 - \phi / 147 - (\text{condizioni U})$$

*Coefficienti di forma (De Beer)*

$$s\gamma = 1 - 0.4 (B' / L')$$

$$sq = 1 + (B' / L') \tan \Phi$$

$$sc = 1 + (B' / L') * (Nq / Nc)$$

L'azione del sisma si traduce in accelerazioni nel sottosuolo (effetto cinematico) e nella fondazione, per l'azione delle forze d'inerzia generate nella struttura in elevazione (effetto inerziale). Tali effetti possono essere portati in conto mediante l'introduzione di coefficienti sismici rispettivamente denominati  $Khi$  e  $Igk$ , il primo definito dal rapporto tra le componenti orizzontale e verticale dei carichi trasmessi in fondazione ed il secondo funzione dell'accelerazione massima attesa al sito. L'effetto inerziale produce variazioni di tutti i coefficienti di capacità portante del carico limite in funzione del coefficiente sismico  $Khi$  e viene portato in conto impiegando le formule comunemente adottate per calcolare i coefficienti correttivi del carico limite in funzione dell'inclinazione, rispetto alla verticale, del carico agente sul piano di posa. Nel caso in cui sia stato attivato il flag per tener conto degli effetti cinematici il valore  $Igk$  modifica invece il solo coefficiente  $Ng$ ; il fattore  $Ng$  viene infatti moltiplicato sia per il coefficiente correttivo dell'effetto inerziale, sia per il coefficiente correttivo per l'effetto cinematico

**APPENDICE A**  
*(CALCOLI GEOTECNICI STRUTTURA DESTINATA AD ALLOGGIO)*

## 1 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

### 1.1 Calcestruzzo

Classe del calcestruzzo  
Peso specifico del calcestruzzo  
Peso specifico del magrone  
Altezza del sottofondo in magrone

$\gamma_{cls}$	C25/30
	25,00 kN/m <sup>3</sup>
$\gamma_{cls, mag}$	24,00 kN/m <sup>3</sup>
$H_{mag}$	0,20 m

## 2 PARAMETRI SISMICI SLV

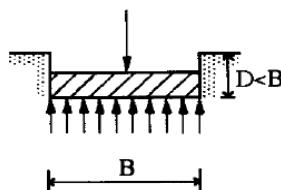
[TROVA I PARAMETRI SISMICI \(ag; F0;TC\\*\)](#)

Accelerazione massima su suolo rigido  
Coefficiente di amplificazione spettrale  
Periodo di inizio tratto a velocità costante  
Categoria di sottosuolo  
Categoria topografica  
  
Accelerazione di gravità  
Accelerazione orizzontale riferita al suolo rigido adimensionale  
Coefficiente di amplificazione topografica  
Coefficiente di amplificazione stratigrafica  
Prodotto  $S_s^*S_t$   
Accelerazione orizzontale riferita al sito adimensionale  
Coefficiente funzione della categoria di sottosuolo  
Periodo del tratto ad accelerazione costante  
Periodo del tratto a velocità costante  
Periodo del tratto a spostamento costante  
Coefficiente di smorzamento viscoso  
Coefficiente di correzione per smorzamento viscoso diverso dal 5%  
Coefficiente sismico orizzontale  
Coefficiente sismico verticale  
Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

$a_g$	2,158 m/s <sup>2</sup>
$F_0$	2,620
$T_c^*$	0,310 s
$C$	C
$T_1$	T1
$g$	9,806 m/s <sup>2</sup>
$a_g/g$	0,220
$S_t$	1,000
$S_s$	1,354
$S$	1,354
$a_{(max)}/g$	0,298
$C_c$	1,545
$T_B$	0,160 s
$T_c$	0,479 s
$T_D$	2,480 s
$\xi$	5 %
$\eta$	1
$K_h$	0,113
$K_v$	$\pm 0,057$
$\beta_m$	0,38

## 2.DATI FONDAZIONE

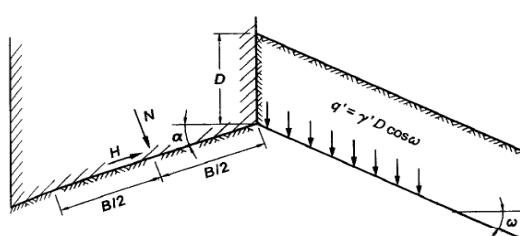
### 2.1 Geometria fondazione



Lato corto  
Lato lungo  
Altezza del fondazione  
Affondamento della zattera, misurato rispetto al piano di posa

$B$	0,40 m
$L$	9,20 m
$H$	0,50 m
$D$	0,20 m

### 2.2 Geometria terreno e piano di posa

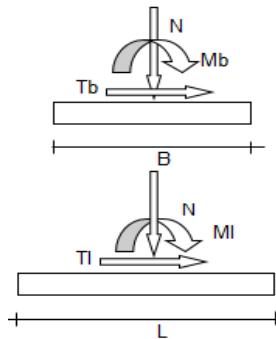


Inclinazione piano posa  
Inclinazione piano campagna

$\alpha$	0,00 °
$\omega_v$	0,00 °

### 2.3 Sollecitazioni

Inserire solamente sollecitazioni derivanti dall'analisi statica, la verifica sismica verrà eseguita attraverso un approccio pseudo statico secondo le formulazioni di Paolucci e Pecker.  
Il peso proprio della fondazione viene inserito di default in questa sezione, perché deve essere moltiplicato per il coefficiente amplificativo.



Forza normale alla base  
Forza parallela al lato lungo  
Forza parallela al lato corto  
Momento che arrotola attorno al lato corto  
Momento che arrotola attorno al lato lungo

Forza tagliante combinata  $H = \sqrt{(H_x^2 + H_y^2)}$

Calcola in automatico il peso proprio della fondazione

Eccentricità del carico nella direzione b  
Eccentricità del carico nella direzione l

CARICHI STATICI			
	G <sub>K1</sub>	G <sub>K2</sub>	Q <sub>K</sub>
V	4,0 kN	2,0 kN	2,0 kN
H <sub>l</sub>	1,0 kN	1,0 kN	1,0 kN
H <sub>b</sub>	0,5 kN	0,5 kN	0,5 kN
M <sub>b</sub>	1,0 kN	1,0 kN	1,0 kN
M <sub>l</sub>	2,0 kN	2,0 kN	2,0 kN
H	1,1 kN	1,1 kN	1,1 kN

Si
----

e <sub>P,b</sub>	10 %	0,02 m	[m]
e <sub>P,l</sub>	10 %	0,46 m	[m]

### OSSERVAZIONE

La verifica sulla capacità portante della fondazione è riferita solo alla risultante verticale "V". L'introduzione delle forze orizzontali produce modifiche sui coefficienti "i" e sulle dimensioni B\* e L\* ricavate dalla regola di Meyerhof. A sua volta queste modifiche ripercuotono i propri effetti sul carico limite del terreno.

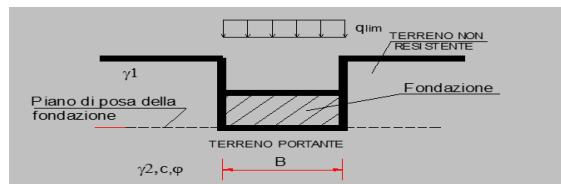
### 3 GEOTECNICA

#### 3.1 Falda

Attiva la falda:  
Quota della falda dal piano campagna  
Peso specifico acqua

H <sub>falda</sub>	no
	3,00 m
γ <sub>w</sub>	10,0 kN/m <sup>3</sup>

#### 3.2 Parametri geotecnici



#### Argilla dura (non saturo)

Densità relativa  
Modulo elastico  
Modulo edometrico  
Coefficiente di Poisson  
Costante di Winkler

D <sub>r</sub>	-
E	76500 kPa
M	70255 kPa
v	0,1
K <sub>w</sub>	52 N/cm <sup>3</sup>

Angolo di attrito  
Coesione  
Resistenza a taglio non drenata  
Peso specifico del terreno sopra la zattera dal lato di valle

φ'	16,00 °
c'	33,00 kPa
c <sub>u</sub>	42,00 kPa
γ <sub>f,sopra</sub>	19,50 kN/m <sup>3</sup>

Peso specifico del terreno sotto il piano di posa.

$\gamma_{f,sotto}$  19,50 kN/m<sup>3</sup>

Vuoi utilizzare valori unitari del coefficiente ?

**s** no  
**d** no

#### **6 SELEZIONE DELLA COMBINAZIONE**

Approccio e combinazione utilizzata:

APPROCCIO 2 --- Combinazione (A1+M1+R3)

Condizione di verifica:

SISMICA

*Si esegue analisi sismica pseudo-statica Secondo la teoria di Paolucci e Pecker (1997)*

AZIONI	<b>A</b>	
$\gamma G1$	1,00	0,90
$\gamma G2$	1,00	0,80
$\gamma Qk$	1,00	0,00

GEOTECNICA	<b>M</b>
$\tan(\varphi'),k$	1,00
$c',k$	1,00
$c_u,k$	1,00
$\gamma,k$	1,00

RESISTENZE	<b>R</b>
capacità portante	2,30
scorrimento	1,10

[Vai alla normativa NTC18 -->](#)

[Formule -->](#)

## VERIFICA AL COLLASSO PER CARICO LIMITE PER IL SISTEMA TERRENO-FONDAZIONE

### CONDIZIONI DRENATE

#### 1 COMBINAZIONE DI CALCOLO E PARAMETRI SISMICI

Condizione di verifica: APPROCCIO 2 --- Combinazione (A1+M1+R3)

Secondo la combinazione: SISMICA

AZIONI	A
$\gamma G1$	1,00
$\gamma G2$	1,00
$\gamma Qk$	1,00

GEOTECNICA	M
$\text{Tan}(\varphi'),k$	1,00
$c',k$	1,00
$c_u,k$	1,00
$\gamma,k$	1,00

RESISTENZE	R
capacità portante	2,30
scorrimento	1,10

Accelerazione massima su suolo rigido  
 Coefficiente di amplificazione spettrale  
 Periodo di inizio tratto a velocità costante  
 Categoria di sottosuolo  
 Categoria topografica  
 Coefficiente di riduzione dell'accelerazione  
 Coefficiente sismico orizzontale  
 Coefficiente sismico verticale

$a_g$	2,158 m/s <sup>2</sup>
$F_o$	2,62
$T_c^*$	0,310 s
$C$	
$T1$	
$\beta_m$	0,380
$K_h$	0,113
$K_v$	0,057

#### 2 DATI DI PROGETTO

angolo di attrito  
 coesione  
 P.S. terreno sopra il piano di posa.  
 P.S. terreno sotto il piano di posa.  
 P.S. terreno sopra il piano di posa.  
 P.S. terreno sotto il piano di posa.

$\varphi',d$	16,00 °
$c',d$	33,00 kPa
$\gamma'f,sopra,d$	19,5 kN/m <sup>3</sup>
$\gamma'f,sotto,d$	19,5 kN/m <sup>3</sup>
$\gamma'f,medio$	19,5 kN/m <sup>3</sup>
$\alpha$	0,00 °

Base  
 Lunghezza  
 Base ridotta  
 Lung. Ridotta  
 Altezza zattera  
 Affondamento

B	0,40 m
L	9,20 m
B*	0,16 m
L*	8,00 m
H	0,50 m
D	0,20 m

Carico verticale  
 Carico Orizzontale  
 Momento Sollecitante b  
 Momento Sollecitante l

$V,d$	71,7 kN
$H,d$	11,5 kN
$Mb,d$	7,1 kNm
$Ml,d$	10,1 kNm
$H,s$	8,1 kN

Taglio Sismico

inclinazione piano campagna  
Profondità della curva di scorrimento

$\omega$	0,00 °
Hscor.	0,19 m

Altezza magrone

Hm	0,20 m
----	--------

### 3 FATTORI DI CAPACITA' PORTANTE

$N_y$	3,06	Secondo Vesic, 1973
$N_c$	11,63	Secondo Vesic (1970)
$N_q$	4,34	Secondo Prandtl (1921)

### 4 COEFFICIENTI CORRETTIVI

Coefficients of shape	
$S_y$	0,992
$S_c$	1,008
$S_q$	1,006

Coefficients of depth	
$d_y$	1,000
$d_c$	1,347
$d_q$	1,267

Coefficients of load inclination	
$i_y$	0,889
$i_c$	0,919
$i_q$	0,938
$m_b$	1,980
$m_l$	1,020
$m$	1,212
$\vartheta$	26,57 °

Coefficients of slope of the foundation plane	
$b_y$	1,000
$b_c$	1,000
$b_q$	1,000

Coefficients of slope of the foundation plane	
$g_y$	1,000
$g_c$	1,000
$g_q$	1,000

### 5 REGOLA DI MEYERHOF

$e_b$	0,12 m
$B^*$	0,16 m

$e_L$	0,60 m
$L^*$	8,00 m

### 6 CARICO LIMITE

$q_{lim}$	481,9	[kN/m <sup>2</sup> ]
-----------	-------	----------------------

$Q_{lim}$	628,4	[kN]
-----------	-------	------

$$q_{lim} = 1/2 \gamma' B N_y s_y d_y i_y b_y \Psi_y z_y + c' N_c s_c d_c i_c b_c \Psi_c z_c + q$$



#### 7 VERIFICA CAPACITA' PORTANTE

(ROTTURA GENERALE)

$E_d$	71,7	[kN]	$E_d \leq R_d$	verificato
$R_d$	273,2	[kN]		3,81
$e_d$	55,0	[kPa]		
$r_d$	209,5	[kPa]		

#### 8 VERIFICA A SCORRIMENTO

$E_d$	11,5	[kN]	$E_d \leq R_d$	verificato
$R_d$	39,7	[kN]		3,46

Vuoi definire l'angolo di attrito?

<input type="checkbox"/> no	$23,00^\circ$	$\delta_d$
		$23,00^\circ$

Vuoi trascurare la spinta passiva nella verifica a scorrimento?

<input type="checkbox"/> si
-----------------------------

Altezza del cuneo di spinta passiva

0,00 m

La resistenza laterale della fondazione, allo scorrimento viene trascurata

#### 9 VERIFICA A PUNZONAMENTO

Tensione normale media

$\sigma'_{v,medio}$	1,81 kPa
---------------------	----------

Assunta di norma pari alla tensione verticale geostatica efficace ad un approfondimento di  $H_{scor}/2$

Modulo di Young del terreno

$E$	76500 kPa
-----	-----------

Indice di rigidezza

$I_r$	1037,4
-------	--------

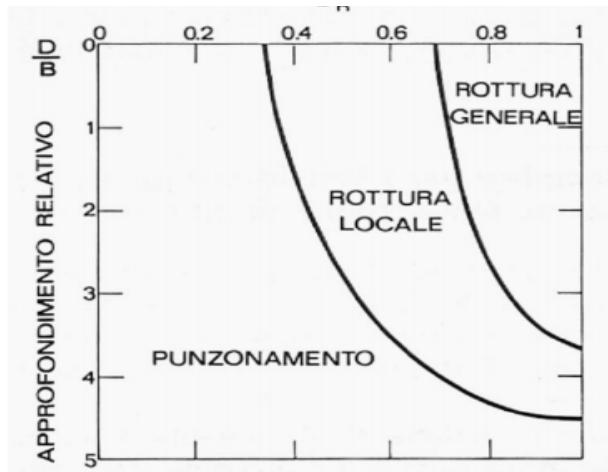
Indice di rigidezza

$I_{r,crit}$	39,4	TIPO ROTTURA: <b>GENERALE</b>	$I_r > I_{r,crit}$
--------------	------	-------------------------------	--------------------

#### 10 VERIFICA PER ROTTURA LOCALE



Se  $D_E$  è compreso negli intervalli del grafico di De Beer bisogna utilizzare i seguenti



De Beer (1967)

parametri meccanici corretti, validi per DR minori del 67%.

La verifica verrà eseguita come nel caso di rottura generale utilizzando nel calcolo i parametri modificati secondo Vesic.

Definisci DR percentuale

angolo di attrito corretto  
coesione corretta

$\phi',d$    
 $c',d$

parametro di correzione  
Secondo Vesic (1970)

$r$

Vuoi usare i parametri corretti?

## VERIFICA AL COLLASSO PER CARICO LIMITE PER IL SISTEMA TERRENO-FONDAZIONE

### CONDIZIONI NON DRENATE

#### 1 COMBINAZIONE DI CALCOLO E PARAMETRI SISMICI

Condizione di verifica: APPROCCIO 2 --- Combinazione (A1+M1+R3)

Secondo la combinazione: SISMICA

AZIONI	A
$\gamma G1$	1,00
$\gamma G2$	1,00
$\gamma Qk$	1,00

GEOTECNICA	M
$\tan(\phi')_k$	1,00
$c'_k$	1,00
$c_u,k$	1,00
$\gamma_k$	1,00

RESISTENZE	R
capacità portante	2,30
scorrimento	1,10

Accelerazione massima su suolo rigido  
 Coefficiente di amplificazione spettrale  
 Periodo di inizio tratto a velocità costante  
 Categoria di sottosuolo  
 Categoria topografica  
 Coefficiente di riduzione dell'accelerazione  
 Coefficiente sismico orizzontale  
 Coefficiente sismico verticale

$a_g$	2,158 m/s <sup>2</sup>
$F_o$	2,62
$T_c^*$	0,310 s
	C
	T1
$\beta_m$	0,380
$K_h$	0,113
$K_v$	0,057

#### 2 DATI DI PROGETTO

angolo di attrito  
 Resistenza a taglio non drenata  
 P.S. terreno sopra il piano di posa.  
 P.S. terreno sotto il piano di posa.  
 P.S. medio del terreno  
 inclinazione piano posa  
 inclinazione piano campagna

$\phi,d$	0,00 °
$c_u,d$	42,00 kPa
$\gamma f,sopra,d$	19,5 kN/m <sup>3</sup>
$\gamma f,sotto,d$	19,5 kN/m <sup>3</sup>
$\gamma f,medio$	19,5 kN/m <sup>3</sup>
$\alpha$	0,00 °
$\omega$	0,00 °

Base  
 Lunghezza  
 Base ridotta  
 Lung. Ridotta  
 Altezza zattera  
 Affondamento  
 Altezza magrone

$B$	0,40
$L$	9,20
$B^*$	0,16
$L^*$	8,00
$H$	0,50
$D$	0,20
$H_m$	0,20

Carico verticale  
 Carico Orizzontale  
 Momento Sollecitante b  
 Momento Sollecitante l

$V,d$	71,7 kN
$H,d$	11,5 kN
$Mb,d$	7,1 kNm
$Ml,d$	10,1 kNm
$H,s$	8,1 kN

### 3 FATTORI DI CAPACITA' PORTANTE

$N_{v,0}$	0,00
$N_{c,0}$	5,14
$N_{q,0}$	1,00

Secondo Vesic (1973)  
Secondo Vesic (1970)  
Secondo Prandtl (1921)

### 4 COEFFICIENTI CORRETTIVI

Coeffienti di forma	
$s_{c,0}$	1,004

Coeffienti di profondità	
$d_{c,0}$	1,355

Coeffienti di Inclinazione del carico	
$i_{c,0}$	0,919
$m_b$	1,980
$m_l$	1,020
$m$	1,212
$\vartheta$	26,57 °

Coeffienti di Inclinazione del piano campagna	
$b_{c,0}$	1,000

Coeffienti di Inclinazione del piano di posa della fondazione	
$g_{c,0}$	1,000

Coeffienti Paolucci e Pecker (1997)	
$z_{c,0}$	0,964

### 5 REGOLA DI MEYERHOF

$e_b$	0,12 m
$B^*$	0,16 m

$e_L$	0,60 m
$L^*$	8,00 m

### 6 CARICO LIMITE

$q_{lim} = 264,2 \text{ [kN/m}^2]$

$Q_{lim} = 344,5 \text{ [kN]}$

$$q_{lim} = c_u N_{(c,0)} s_{(c,0)} d_{(c,0)} i_{(c,0)} b_{(c,0)} z_{(c,0)} + q$$

↑ contributo  
forze di **coesione**      ↑ contributo  
sovraffaccarico

### 7 VERIFICA CAPACITA' PORTANTE

(ROTTURA GENERALE)

$E_d = 71,7 \text{ [kN]}$

$E_d \leq R_d$

verificato

$r_d$  114,9 [kPa]

#### 8 VERIFICA A SCORRIMENTO

$E_d$	11,5	[kN]	$E_d \leq R_d$	verificato
$R_d$	398,3	[kN]		34,73

Vuoi trascurare la spinta passiva nella verifica a scorrimento?

Altezza per la spinta passiva

0,00 m

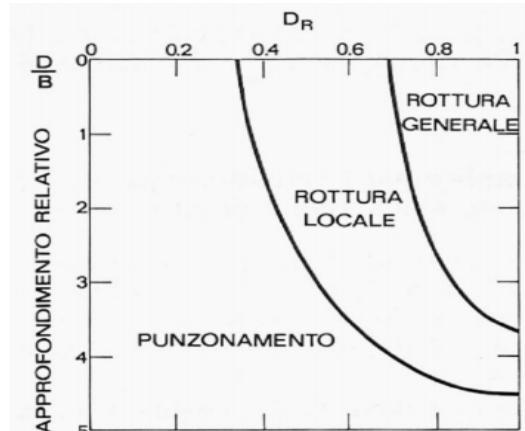
La resistenza laterale della fondazione, allo scorrimento viene trascurata

#### 9 ROTTURA PER PUNZONAMENTO

Questo tipo di rottura richiede una significativa variazione di volume del terreno, perciò non può verificarsi in condizioni drenate in cui per ipotesi il terreno è incomprimibile. La verifica si applica soprattutto in terreni sabbiosi sciolti.

#### 10 ROTTURA LOCALE

Questo tipo di rottura costituisce un caso intermedio fra la rottura globale e la rottura per punzonamento e non si verifica in condizioni drenate, perché per ipotesi il terreno è incomprimibile.



De Beer (1967)

**APPENDICE B**  
*(CALCOLI GEOTECNICI STRUTTURE DESTINATE A  
BIGLIETTERIA, RISTORO, TETTOIA)*

## 1 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

### 1.1 Calcestruzzo

Classe del calcestruzzo  
Peso specifico del calcestruzzo  
Peso specifico del magrone  
Altezza del sottofondo in magrone

$\gamma_{cls}$	C25/30
	25,00 kN/m <sup>3</sup>
$\gamma_{cls, mag}$	24,00 kN/m <sup>3</sup>
$H_{mag}$	0,20 m

## 2 PARAMETRI SISMICI SLV

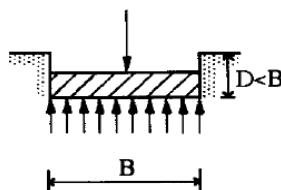
[TROVA I PARAMETRI SISMICI \(ag; F0;TC\\*\)](#)

Accelerazione massima su suolo rigido  
Coefficiente di amplificazione spettrale  
Periodo di inizio tratto a velocità costante  
Categoria di sottosuolo  
Categoria topografica  
  
Accelerazione di gravità  
Accelerazione orizzontale riferita al suolo rigido adimensionale  
Coefficiente di amplificazione topografica  
Coefficiente di amplificazione stratigrafica  
Prodotto  $S_s^*S_t$   
Accelerazione orizzontale riferita al sito adimensionale  
Coefficiente funzione della categoria di sottosuolo  
Periodo del tratto ad accelerazione costante  
Periodo del tratto a velocità costante  
Periodo del tratto a spostamento costante  
Coefficiente di smorzamento viscoso  
Coefficiente di correzione per smorzamento viscoso diverso dal 5%  
Coefficiente sismico orizzontale  
Coefficiente sismico verticale  
Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

$a_g$	2,158 m/s <sup>2</sup>
$F_0$	2,620
$T_c^*$	0,310 s
$C$	C
$T_1$	T1
$g$	9,806 m/s <sup>2</sup>
$a_g/g$	0,220
$S_t$	1,000
$S_s$	1,354
$S$	1,354
$a_{(max)}/g$	0,298
$C_c$	1,545
$T_B$	0,160 s
$T_c$	0,479 s
$T_D$	2,480 s
$\xi$	5 %
$\eta$	1
$K_h$	0,113
$K_v$	$\pm 0,057$
$\beta_m$	0,38

## 2.DATI FONDAZIONE

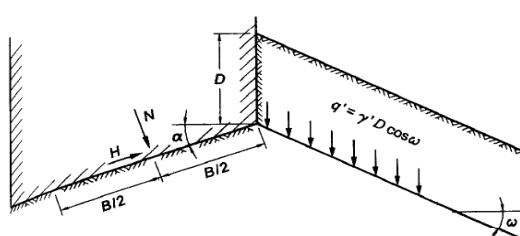
### 2.1 Geometria fondazione



Lato corto  
Lato lungo  
Altezza del fondazione  
Affondamento della zattera, misurato rispetto al piano di posa

$B$	0,40 m
$L$	9,20 m
$H$	0,50 m
$D$	0,20 m

### 2.2 Geometria terreno e piano di posa

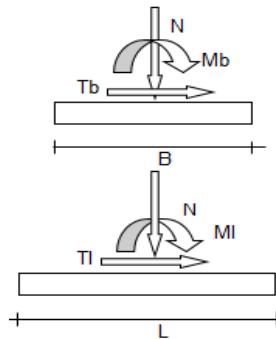


Inclinazione piano posa  
Inclinazione piano campagna

$\alpha$	0,00 °
$\omega_v$	0,00 °

### 2.3 Sollecitazioni

Inserire solamente sollecitazioni derivanti dall'analisi statica, la verifica sismica verrà eseguita attraverso un approccio pseudo statico secondo le formulazioni di Paolucci e Pecker.  
Il peso proprio della fondazione viene inserito di default in questa sezione, perché deve essere moltiplicato per il coefficiente amplificativo.



Forza normale alla base  
Forza parallela al lato lungo  
Forza parallela al lato corto  
Momento che arrotola attorno al lato corto  
Momento che arrotola attorno al lato lungo

Forza tagliante combinata  $H = \sqrt{(H_x^2 + H_y^2)}$

Calcola in automatico il peso proprio della fondazione

Eccentricità del carico nella direzione b  
Eccentricità del carico nella direzione l

CARICHI STATICI			
	G <sub>K1</sub>	G <sub>K2</sub>	Q <sub>K</sub>
V	4,0 kN	2,0 kN	2,0 kN
H <sub>l</sub>	1,0 kN	1,0 kN	1,0 kN
H <sub>b</sub>	0,5 kN	0,5 kN	0,5 kN
M <sub>b</sub>	1,0 kN	0,3 kN	1,0 kN
M <sub>l</sub>	1,0 kN	1,0 kN	1,0 kN
H	1,1 kN	1,1 kN	1,1 kN

Si
----

e <sub>P,b</sub>	10 %	0,02 m	[m]
e <sub>P,l</sub>	10 %	0,46 m	[m]

### OSSERVAZIONE

La verifica sulla capacità portante della fondazione è riferita solo alla risultante verticale "V". L'introduzione delle forze orizzontali produce modifiche sui coefficienti "i" e sulle dimensioni B\* e L\* ricavate dalla regola di Meyerhof. A sua volta queste modifiche ripercuotono i propri effetti sul carico limite del terreno.

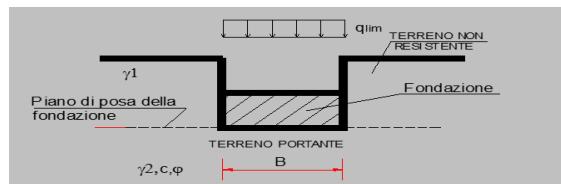
### 3 GEOTECNICA

#### 3.1 Falda

Attiva la falda:  
Quota della falda dal piano campagna  
Peso specifico acqua

H <sub>falda</sub>	no
	3,00 m
γ <sub>w</sub>	10,0 kN/m <sup>3</sup>

#### 3.2 Parametri geotecnici



#### Argilla dura (non saturo)

Densità relativa  
Modulo elastico  
Modulo edometrico  
Coefficiente di Poisson  
Costante di Winkler

D <sub>r</sub>	-
E	76500 kPa
M	70255 kPa
v	0,1
K <sub>w</sub>	52 N/cm <sup>3</sup>

Angolo di attrito  
Coesione  
Resistenza a taglio non drenata  
Peso specifico del terreno sopra la zattera dal lato di valle

φ'	16,00 °
c'	33,00 kPa
c <sub>u</sub>	42,00 kPa
γ <sub>f,sopra</sub>	19,50 kN/m <sup>3</sup>

Peso specifico del terreno sotto il piano di posa.

$\gamma_{f,sotto}$  19,50 kN/m<sup>3</sup>

Vuoi utilizzare valori unitari del coefficiente ?

**s** no  
**d** no

#### **6 SELEZIONE DELLA COMBINAZIONE**

Approccio e combinazione utilizzata:

APPROCCIO 2 --- Combinazione (A1+M1+R3)

Condizione di verifica:

SISMICA

*Si esegue analisi sismica pseudo-statica Secondo la teoria di Paolucci e Pecker (1997)*

AZIONI	<b>A</b>	
$\gamma G1$	1,00	0,90
$\gamma G2$	1,00	0,80
$\gamma Qk$	1,00	0,00

GEOTECNICA	<b>M</b>
$\tan(\varphi'),k$	1,00
$c',k$	1,00
$c_u,k$	1,00
$\gamma,k$	1,00

RESISTENZE	<b>R</b>
capacità portante	2,30
scorrimento	1,10

[Vai alla normativa NTC18 -->](#)

[Formule -->](#)

## VERIFICA AL COLLASSO PER CARICO LIMITE PER IL SISTEMA TERRENO-FONDAZIONE

### CONDIZIONI DRENATE

#### 1 COMBINAZIONE DI CALCOLO E PARAMETRI SISMICI

Condizione di verifica: APPROCCIO 2 --- Combinazione (A1+M1+R3)

Secondo la combinazione: SISMICA

AZIONI	A
$\gamma G1$	1,00
$\gamma G2$	1,00
$\gamma Qk$	1,00

GEOTECNICA	M
$\text{Tan}(\varphi'),k$	1,00
$c',k$	1,00
$c_u,k$	1,00
$\gamma,k$	1,00

RESISTENZE	R
capacità portante	2,30
scorrimento	1,10

Accelerazione massima su suolo rigido  
 Coefficiente di amplificazione spettrale  
 Periodo di inizio tratto a velocità costante  
 Categoria di sottosuolo  
 Categoria topografica  
 Coefficiente di riduzione dell'accelerazione  
 Coefficiente sismico orizzontale  
 Coefficiente sismico verticale

$a_g$	2,158 m/s <sup>2</sup>
$F_o$	2,62
$T_c^*$	0,310 s
$C$	
$T1$	
$\beta_m$	0,380
$K_h$	0,113
$K_v$	0,057

#### 2 DATI DI PROGETTO

angolo di attrito  
 coesione  
 P.S. terreno sopra il piano di posa.  
 P.S. terreno sotto il piano di posa.  
 P.S. terreno sopra il piano di posa.  
 P.S. terreno sotto il piano di posa.

$\varphi',d$	16,00 °
$c',d$	33,00 kPa
$\gamma'f,sopra,d$	19,5 kN/m <sup>3</sup>
$\gamma'f,sotto,d$	19,5 kN/m <sup>3</sup>
$\gamma'f,medio$	19,5 kN/m <sup>3</sup>
$\alpha$	0,00 °

Base  
 Lunghezza  
 Base ridotta  
 Lung. Ridotta  
 Altezza zattera  
 Affondamento

B	0,40 m
L	9,20 m
B*	0,18 m
L*	8,08 m
H	0,50 m
D	0,20 m

Carico verticale  
 Carico Orizzontale  
 Momento Sollecitante b  
 Momento Sollecitante l

$V,d$	71,7 kN
$H,d$	11,5 kN
$Mb,d$	6,4 kNm
$Ml,d$	7,1 kNm
$H,s$	8,1 kN

Taglio Sismico

inclinazione piano campagna  
Profondità della curva di scorrimento

$\omega$	0,00 °
Hscor.	0,21 m

Altezza magrone

Hm	0,20 m
----	--------

### 3 FATTORI DI CAPACITA' PORTANTE

$N_y$	3,06	Secondo Vesic, 1973
$N_c$	11,63	Secondo Vesic (1970)
$N_q$	4,34	Secondo Prandtl (1921)

### 4 COEFFICIENTI CORRETTIVI

Coefficients of shape	
$s_y$	0,991
$s_c$	1,008
$s_q$	1,006

Coefficients of depth	
$d_y$	1,000
$d_c$	1,325
$d_q$	1,250

Coefficients of load inclination	
$i_y$	0,898
$i_c$	0,925
$i_q$	0,943
$m_b$	1,978
$m_l$	1,022
$m$	1,213
$\vartheta$	26,57 °

Coefficients of slope of the foundation plane	
$b_y$	1,000
$b_c$	1,000
$b_q$	1,000

Coefficients of slope of the foundation plane	
$g_y$	1,000
$g_c$	1,000
$g_q$	1,000

### 5 REGOLA DI MEYERHOF

$e_b$	0,11 m
$B^*$	0,18 m

$e_L$	0,56 m
$L^*$	8,08 m

### 6 CARICO LIMITE

$q_{lim}$	478,3	[kN/m <sup>2</sup> ]
-----------	-------	----------------------

$Q_{lim}$	705,9	[kN]
-----------	-------	------

$$q_{lim} = 1/2 \gamma' B N_y s_y d_y i_y b_y \Psi_y z_y + c' N_c s_c d_c i_c b_c \Psi_c z_c c + q$$



#### 7 VERIFICA CAPACITA' PORTANTE

(ROTTURA GENERALE)

$E_d$	71,7	[kN]	$E_d \leq R_d$	verificato
$R_d$	306,9	[kN]		4,28
$e_d$	48,6	[kPa]		
$r_d$	208,0	[kPa]		

#### 8 VERIFICA A SCORRIMENTO

$E_d$	11,5	[kN]	$E_d \leq R_d$	verificato
$R_d$	44,9	[kN]		3,91

Vuoi definire l'angolo di attrito?

<input type="checkbox"/> no	$23,00^\circ$	$\delta_d$
		$23,00^\circ$

Vuoi trascurare la spinta passiva nella verifica a scorrimento?

<input type="checkbox"/> si
-----------------------------

Altezza del cuneo di spinta passiva

0,00 m

La resistenza laterale della fondazione, allo scorrimento viene trascurata

#### 9 VERIFICA A PUNZONAMENTO

Tensione normale media

$\sigma'_{v,medio}$

Assunta di norma pari alla tensione verticale geostatica efficace ad un approfondimento di  $H_{scor}/2$

Modulo di Young del terreno

$E$

Indice di rigidezza

$I_r$  1035,5

Indice di rigidezza

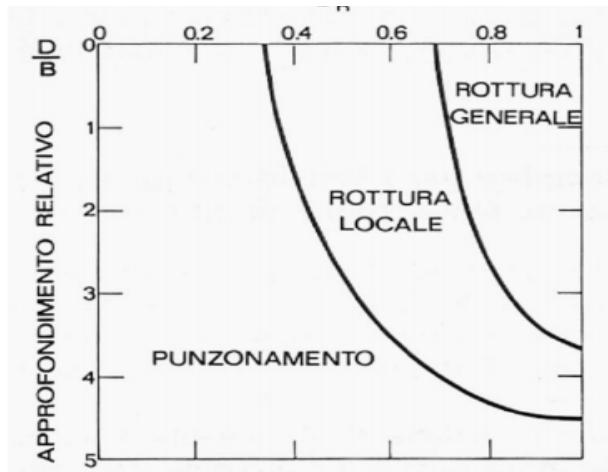
$I_r,crit$  39,4

**TIPO ROTTURA: GENERALE  $I_r > I_r,crit$**

#### 10 VERIFICA PER ROTTURA LOCALE

$D_B$

Se  $D_B$  è compreso negli intervalli del grafico di De Beer bisogna utilizzare i seguenti



De Beer (1967)

parametri meccanici corretti, validi per DR minori del 67%.

La verifica verrà eseguita come nel caso di rottura generale utilizzando nel calcolo i parametri modificati secondo Vesic.

Definisci DR percentuale

angolo di attrito corretto  
coesione corretta

$\phi',d$    
 $c',d$

parametro di correzione  
Secondo Vesic (1970)

$r$

Vuoi usare i parametri corretti?

## VERIFICA AL COLLASSO PER CARICO LIMITE PER IL SISTEMA TERRENO-FONDAZIONE

### CONDIZIONI NON DRENATE

#### 1 COMBINAZIONE DI CALCOLO E PARAMETRI SISMICI

Condizione di verifica: APPROCCIO 2 --- Combinazione (A1+M1+R3)

Secondo la combinazione: SISMICA

AZIONI	A
$\gamma G1$	1,00
$\gamma G2$	1,00
$\gamma Qk$	1,00

GEOTECNICA	M
$\tan(\phi')_k$	1,00
$c'_k$	1,00
$c_u,k$	1,00
$\gamma_k$	1,00

RESISTENZE	R
capacità portante	2,30
scorrimento	1,10

Accelerazione massima su suolo rigido  
 Coefficiente di amplificazione spettrale  
 Periodo di inizio tratto a velocità costante  
 Categoria di sottosuolo  
 Categoria topografica  
 Coefficiente di riduzione dell'accelerazione  
 Coefficiente sismico orizzontale  
 Coefficiente sismico verticale

$a_g$	2,158 m/s <sup>2</sup>
$F_o$	2,62
$T_c^*$	0,310 s
	C
	T1
$\beta_m$	0,380
$K_h$	0,113
$K_v$	0,057

### 2 DATI DI PROGETTO

angolo di attrito  
 Resistenza a taglio non drenata  
 P.S. terreno sopra il piano di posa.  
 P.S. terreno sotto il piano di posa.  
 P.S. medio del terreno  
 inclinazione piano posa  
 inclinazione piano campagna

$\phi,d$	0,00 °
$c_u,d$	42,00 kPa
$\gamma f,sopra,d$	19,5 kN/m <sup>3</sup>
$\gamma f,sotto,d$	19,5 kN/m <sup>3</sup>
$\gamma f,medio$	19,5 kN/m <sup>3</sup>
$\alpha$	0,00 °
$\omega$	0,00 °

Base  
 Lunghezza  
 Base ridotta  
 Lung. Ridotta  
 Altezza zattera  
 Affondamento  
 Altezza magrone

$B$	0,40
$L$	9,20
$B^*$	0,18
$L^*$	8,08
$H$	0,50
$D$	0,20
$H_m$	0,20

Carico verticale  
 Carico Orizzontale  
 Momento Sollecitante b  
 Momento Sollecitante l

$V,d$	71,7 kN
$H,d$	11,5 kN
$Mb,d$	6,4 kNm
$Ml,d$	7,1 kNm
$H,s$	8,1 kN

### 3 FATTORI DI CAPACITA' PORTANTE

$N_{v,0}$	0,00
$N_{c,0}$	5,14
$N_{q,0}$	1,00

Secondo Vesic (1973)  
Secondo Vesic (1970)  
Secondo Prandtl (1921)

### 4 COEFFICIENTI CORRETTIVI

Coeffienti di forma	
$s_{c,0}$	1,005

Coeffienti di profondità	
$d_{c,0}$	1,332

Coeffienti di Inclinazione del carico	
$i_{c,0}$	0,929
$m_b$	1,978
$m_l$	1,022
$m$	1,213
$\vartheta$	26,57 °

Coeffienti di Inclinazione del piano campagna	
$b_{c,0}$	1,000

Coeffienti di Inclinazione del piano di posa della fondazione	
$g_{c,0}$	1,000

Coeffienti Paolucci e Pecker (1997)	
$z_{c,0}$	0,964

### 5 REGOLA DI MEYERHOF

$e_b$	0,11 m
$B^*$	0,18 m

$e_L$	0,56 m
$L^*$	8,08 m

### 6 CARICO LIMITE

$q_{lim} = 262,6 \text{ [kN/m}^2]$

$Q_{lim} = 387,6 \text{ [kN]}$

$$q_{lim} = c_u N_{(c,0)} s_{(c,0)} d_{(c,0)} i_{(c,0)} b_{(c,0)} z_{(c,0)} + q$$

↑ contributo  
forze di **coesione**      ↑ contributo  
sovraffaccarico

### 7 VERIFICA CAPACITA' PORTANTE

(ROTTURA GENERALE)

$E_d = 71,7 \text{ [kN]}$

$E_d \leq R_d$

verificato

$R_d$  114,2 [kPa]

#### 8 VERIFICA A SCORRIMENTO

$E_d$	11,5	[kN]	$E_d \leq R_d$	verificato
$R_d$	455,4	[kN]		39,71

Vuoi trascurare la spinta passiva nella verifica a scorrimento?

Altezza per la spinta passiva

0,00 m

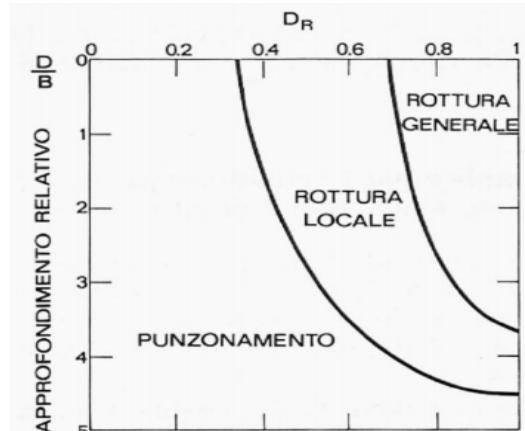
La resistenza laterale della fondazione, allo scorrimento viene trascurata

#### 9 ROTTURA PER PUNZONAMENTO

Questo tipo di rottura richiede una significativa variazione di volume del terreno, perciò non può verificarsi in condizioni drenate in cui per ipotesi il terreno è incomprimibile. La verifica si applica soprattutto in terreni sabbiosi sciolti.

#### 10 ROTTURA LOCALE

Questo tipo di rottura costituisce un caso intermedio fra la rottura globale e la rottura per punzonamento e non si verifica in condizioni drenate, perché per ipotesi il terreno è incomprimibile.



De Beer (1967)