



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 | $C_u = 42 \text{ KN/m}^2$ |
| - angolo di resistenza al taglio | $\phi' = 16^\circ$ |

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_γ , sono i fattori di profondità, s_c, s_q, s_γ , sono i fattori di forma, i_c, i_q, i_γ , sono i fattori di inclinazione del carico, b_c, b_q, b_γ , sono i fattori di inclinazione del piano di posa e g_c, g_q, g_γ , sono fattori che tengono conto del fatto che la fondazione poggi 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

α = inclinazione della base della fondazione

γ = 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

F_{hB} = forza orizzontale lungo B

F_{hL} = forza orizzontale lungo L

Caratteristiche del terreno di fondazione

α = inclinazione terreno a valle

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

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

γ = 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

$$N_q = \tan^2\left(\frac{\phi}{4} + \frac{\Phi}{2}\right) \cdot e^{\phi \tan \Phi} \quad (\text{Prandtl-Cauchy-Meyerhof})$$

$$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \Phi \quad (\text{Vesic})$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \Phi \quad (\text{Reissner-Meyerhof})$$

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

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

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

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \Phi) \quad (\text{condizioni D})$$

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

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

Coefficienti di inclinazione del piano di posa

$$b_\gamma = e^{(-2.7 \phi \tan \Phi)}$$

$$b_c = b_q = e^{(-2 \phi \tan \Phi - (\text{condizioni D})}$$

$$b_c = b_q = 1 - \phi / 147 - (\text{condizioni U})$$

Coefficienti di inclinazione del terreno di fondazione

$$g_c = g_q = 1 - (\text{condizioni D})$$

$$g_c = g_q = 1 - \phi / 147 - (\text{condizioni U})$$

Coefficienti di forma (De Beer)

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

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

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

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 K_{hi} e I_{gk} , 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 K_{hi} 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 I_{gk} modifica invece il solo coefficiente N_g ; il fattore N_g 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

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

2 PARAMETRI SISMICI SLV

TROVA I PARAMETRI SISMICI (ag: F0.TC*)

Accelerazione massima su suolo rigido

a_g 2,158 m/s²

Coefficiente di amplificazione spettrale

F_0 2,620

Periodo di inizio tratto a velocità costante

T_c^* 0,310 s

Categoria di sottosuolo

C

Categoria topografica

T1

Accelerazione di gravità

g 9,806 m/s²

Accelerazione orizzontale riferita al suolo rigido adimensionale

a_g/g 0,220

Coefficiente di amplificazione topografica

S_T 1,000

Coefficiente di amplificazione stratigrafica

S_S 1,354

Prodotto $S_S \cdot S_T$

S 1,354

Accelerazione orizzontale riferita al sito adimensionale

$a(max)/g$ 0,298

Coefficiente funzione della categoria di sottosuolo

C_c 1,545

Periodo del tratto ad accelerazione costante

T_B 0,160 s

Periodo del tratto a velocità costante

T_C 0,479 s

Periodo del tratto a spostamento costante

T_D 2,480 s

Coefficiente di smorzamento viscoso

ξ 5 %

Coefficiente di correzione per smorzamento viscoso diverso dal 5%

η 1

Coefficiente sismico orizzontale

K_h 0,113

Coefficiente sismico verticale

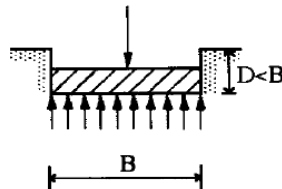
K_v $\pm 0,057$

Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

β_m 0,38

2.DATI FONDAZIONE

2.1 Geometria fondazione



Lato corto

B 0,40 m

Lato lungo

L 9,20 m

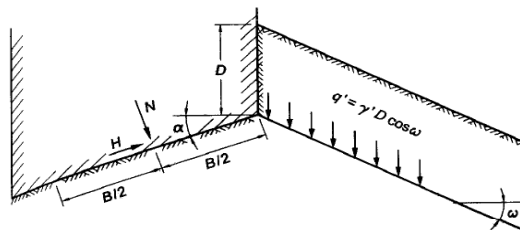
Altezza del fondazione

H 0,50 m

Affondamento della zattera, misurato rispetto al piano di posa

D 0,20 m

2.2 Geometria terreno e piano di posa



Inclinazione piano posa

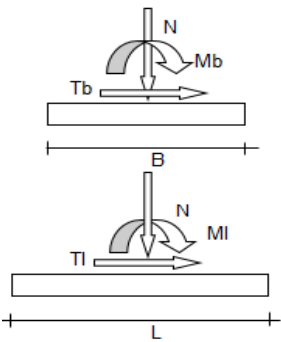
α 0,00 °

Inclinazione piano campagna

ω_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			
	GK1	GK2	QK
V	4,0 kN	2,0 kN	2,0 kN
HI	1,0 kN	1,0 kN	1,0 kN
Hb	0,5 kN	0,5 kN	0,5 kN
Mb	1,0 kN	1,0 kN	1,0 kN
MI	2,0 kN	2,0 kN	2,0 kN
H	1,1 kN	1,1 kN	1,1 kN
si			
e _{P,b}	10 %	0,02 m	[m]
e _{P,l}	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.

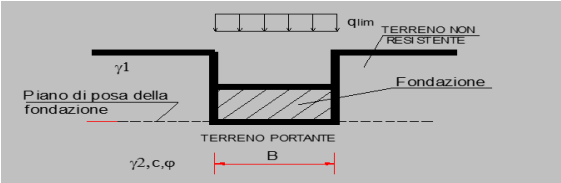
3 GEOTECNICA

3.1 Falda

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

H _{falda}	no
γ _w	3,00 m
	10,0 kN/m³

3.2 Parametri geotecnici



Argilla dura (non sature)

Densità relativa
 Modulo elastico
 Modulo edometrico
 Coefficiente di Poisson
 Costante di Winkler
 Angolo di attrito
 Coesione
 Resistenza a taglio non drenata
 Peso specifico del terreno sopra la zattera dal lato di valle

Dr	-
E	76500 kPa
M	70255 kPa
v	0,1
Kw	52 N/cm³
φ'	16,00 °
c'	33,00 kPa
cu	42,00 kPa
Y _{f,sopra}	19,50 kN/m³

Peso specifico del terreno sotto il piano di posa.

$\gamma_{f,sotto}$

Vuoi utilizzare valori unitari del coefficiente ?

s

Vuoi utilizzare valori unitari del coefficiente ?

d

6 SELEZIONE DELLA COMBINAZIONE

Approccio e combinazione utilizzata:

Condizione di verifica:

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

AZIONI	A	
$\gamma G1$	1,00	0,90
$\gamma G2$	1,00	0,80
γQk	1,00	0,00

GEOTECNICA	M	
$\tan(\varphi')_{,k}$	1,00	
$c'_{,k}$	1,00	
$c_{u,k}$	1,00	
$\gamma_{,k}$	1,00	

RESISTENZE	R	
capacità portante	2,30	
scorrimento	1,10	

[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
γ_{G1}	1,00
γ_{G2}	1,00
γ_{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
scorri-mento	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 ²
F_o	2,62
T_c^*	0,310 s
	C
	T1
β_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 ³
$\gamma'_{f,sotto,d}$	19,5 kN/m ³
$\gamma'_{f,medio}$	19,5 kN/m ³
α	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
MI,d	10,1 kNm

Taglio Sismico

H,s	8,1 kN
-----	--------

inclinazione piano campagna
Profondità della curva di scorrimento

ω	0,00 °
Hscor.	0,19 m

Altezza magrone

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

3 FATTORI DI CAPACITA' PORTANTE

N_{γ}	3,06	Secondo Vesic, 1973
N_c	11,63	Secondo Vesic (1970)
N_q	4,34	Secondo Prandtl (1921)

4 COEFFICIENTI CORRETTIVI

Coefficienti di forma	
S_{γ}	0,992
S_c	1,008
S_q	1,006

Coefficienti di profondità	
d_{γ}	1,000
d_c	1,347
d_q	1,267

Coefficienti di Inclinazione del carico	
i_{γ}	0,889
i_c	0,919
i_q	0,938
m_b	1,980
m_l	1,020
m	1,212
ϑ	26,57 °

Coefficienti di Inclinazione del piano campagna	
b_{γ}	1,000
b_c	1,000
b_q	1,000

Coefficienti di Inclinazione del piano di posa della fondazione	
g_{γ}	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/m²]
-----------	-------	---------

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

$q_{lim}=1/2 \gamma^{'} BN_{\gamma} s_{\gamma} d_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} \Psi_{\gamma} z_{\gamma} + c^{'} N c s c d c i c b c \Psi c z c + q$


 contributo forze di **attrito** contributo forze di **coesione** contributo **sovraccarico**

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?

δ_k	δ_d
no	23,00 °
	23,00 °

Vuoi trascurare la spinta passiva nella verifica a scorrimento?

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

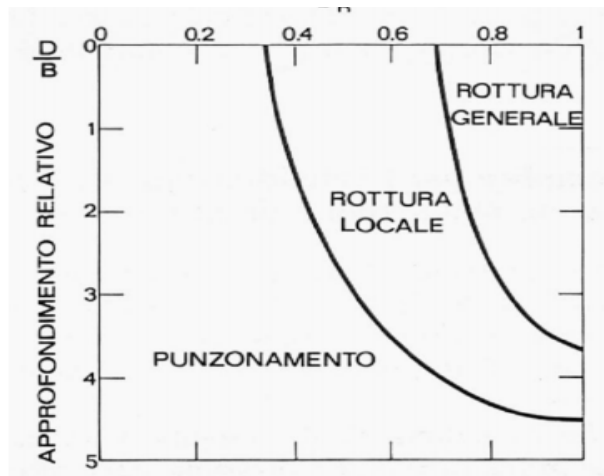
$I_{r,crit}$ 39,4

TIPO ROTTURA: GENERALE $I_r > I_{r,crit}$

10 VERIFICA PER ROTTURA LOCALE

D_B

Se D_R 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

40,0 %

angolo di attrito corretto
coesione corretta

ϕ'_{d}
 c'_{d}

15,2
31,35 kPa

parametro di correzione
Secondo Vesic (1970)

r

0,9500

Vuoi usare i parametri corretti?

no

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
γQk	1,00

GEOTECNICA	M
$Tan(\varphi'),k$	1,00
c',k	1,00
c_u,k	1,00
γ,k	1,00

RESISTENZE	R
capacità portante	2,30
scorri-mento	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 ²
F_o	2,62
T_c^*	0,310 s
	C
	T1
β_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

φ,d	0,00 °
c_u,d	42,00 kPa
$\gamma f,sopra,d$	19,5 kN/m ³
$\gamma f,sotto,d$	19,5 kN/m ³
$\gamma f,medio$	19,5 kN/m ³
α	0,00 °
ω	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
Hm	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
MI,d	10,1 kNm

Taglio Sismico

H,s	8,1 kN
-----	--------

3 FATTORI DI CAPACITA' PORTANTE

N _{y,0}	0,00	Secondo Vesic (1973)
N _{c,0}	5,14	Secondo Vesic (1970)
N _{q,0}	1,00	Secondo Prandtl (1921)

4 COEFFICIENTI CORRETTIVI

Coefficienti di forma	Coefficienti di profondità	Coefficienti di Inclinazione del carico	Coefficienti di Inclinazione del piano campagna	Coefficienti di Inclinazione del piano di posa della fondazione	Coefficienti Paolucci e Pecker (1997)
S _{c,0}	d _{c,0}	i _{c,0}	b _{c,0}	g _{c,0}	Z _{c,0}
1,004	1,355	0,919	1,000	1,000	0,964
		m _b			
		1,980			
		m _l			
		1,020			
		m			
		1,212			
		ϑ			
		26,57 °			

5 REGOLA DI MEYERHOF

e _b	0,12 m	e _L	0,60 m
B*	0,16 m	L*	8,00 m

6 CARICO LIMITE

q _{lim}	264,2	[kN/m²]	Q _{lim}	344,5	[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
sovraccarico

7 VERIFICA CAPACITA' PORTANTE

(ROTTURA GENERALE)

E _d	71,7	[kN]	E _d ≤ 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?

si

Altezza per la spinta passiva

0,00 m

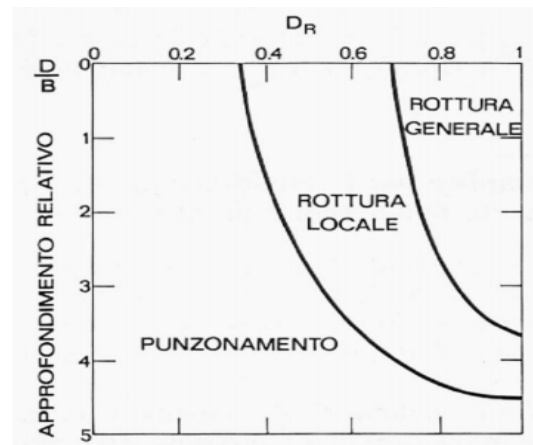
La resistenza laterale della fondazione, allo scorrimento viene trascurata

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 incompressibile. 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 incompressibile.



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

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

2 PARAMETRI SISMICI SLV

TROVA I PARAMETRI SISMICI (ag: F0.TC*)

Accelerazione massima su suolo rigido

a_g 2,158 m/s²

Coefficiente di amplificazione spettrale

F_0 2,620

Periodo di inizio tratto a velocità costante

T_c^* 0,310 s

Categoria di sottosuolo

C

Categoria topografica

T1

Accelerazione di gravità

g 9,806 m/s²

Accelerazione orizzontale riferita al suolo rigido adimensionale

a_g/g 0,220

Coefficiente di amplificazione topografica

S_T 1,000

Coefficiente di amplificazione stratigrafica

S_S 1,354

Prodotto $S_S \cdot S_T$

S 1,354

Accelerazione orizzontale riferita al sito adimensionale

$a_{(max)}/g$ 0,298

Coefficiente funzione della categoria di sottosuolo

C_c 1,545

Periodo del tratto ad accelerazione costante

T_B 0,160 s

Periodo del tratto a velocità costante

T_C 0,479 s

Periodo del tratto a spostamento costante

T_D 2,480 s

Coefficiente di smorzamento viscoso

ξ 5 %

Coefficiente di correzione per smorzamento viscoso diverso dal 5%

η 1

Coefficiente sismico orizzontale

K_h 0,113

Coefficiente sismico verticale

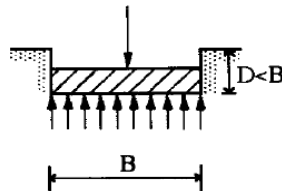
K_v $\pm 0,057$

Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

β_m 0,38

2.DATI FONDAZIONE

2.1 Geometria fondazione



Lato corto

B 0,40 m

Lato lungo

L 9,20 m

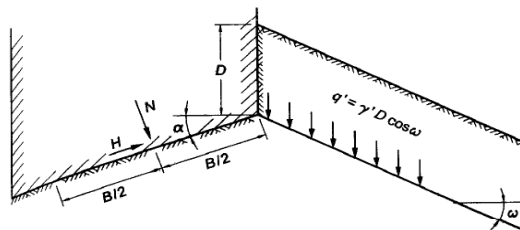
Altezza del fondazione

H 0,50 m

Affondamento della zattera, misurato rispetto al piano di posa

D 0,20 m

2.2 Geometria terreno e piano di posa



Inclinazione piano posa

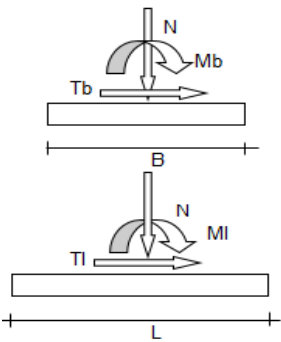
α 0,00 °

Inclinazione piano campagna

ω_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			
	Gk1	Gk2	Qk
V	4,0 kN	2,0 kN	2,0 kN
HI	1,0 kN	1,0 kN	1,0 kN
Hb	0,5 kN	0,5 kN	0,5 kN
Mb	1,0 kN	0,3 kN	1,0 kN
MI	1,0 kN	1,0 kN	1,0 kN
H	1,1 kN	1,1 kN	1,1 kN
si			
e _{p,b}	10 %	0,02 m	[m]
e _{p,l}	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.

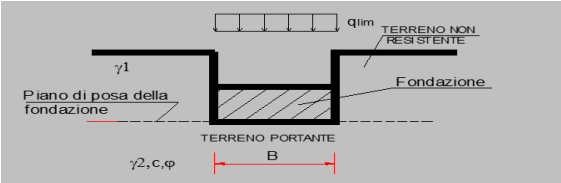
3 GEOTECNICA

3.1 Falda

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

H _{falda}	no
γ _w	3,00 m
	10,0 kN/m³

3.2 Parametri geotecnici



Argilla dura (non sature)

Densità relativa
 Modulo elastico
 Modulo edometrico
 Coefficiente di Poisson
 Costante di Winkler
 Angolo di attrito
 Coesione
 Resistenza a taglio non drenata
 Peso specifico del terreno sopra la zattera dal lato di valle

Dr	-
E	76500 kPa
M	70255 kPa
ν	0,1
Kw	52 N/cm³
φ'	16,00 °
c'	33,00 kPa
c _u	42,00 kPa
γ _{f,sopra}	19,50 kN/m³

Peso specifico del terreno sotto il piano di posa.

$\gamma_{f,sotto}$

Vuoi utilizzare valori unitari del coefficiente ?

s

Vuoi utilizzare valori unitari del coefficiente ?

d

6 SELEZIONE DELLA COMBINAZIONE

Approccio e combinazione utilizzata:

Condizione di verifica:

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

AZIONI	A	
$\gamma G1$	1,00	0,90
$\gamma G2$	1,00	0,80
γQk	1,00	0,00

GEOTECNICA	M	
$\tan(\varphi')_{,k}$	1,00	
$c'_{,k}$	1,00	
$c_{u,k}$	1,00	
$\gamma_{,k}$	1,00	

RESISTENZE	R	
capacità portante	2,30	
scorrimento	1,10	

[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
γ_{G1}	1,00
γ_{G2}	1,00
γ_{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
scorri-mento	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 ²
F_o	2,62
T_c^*	0,310 s
	C
	T1
β_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 ³
$\gamma'_{f,sotto,d}$	19,5 kN/m ³
$\gamma'_{f,medio}$	19,5 kN/m ³
α	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
MI,d	7,1 kNm

Taglio Sismico

H,s	8,1 kN
-----	--------

inclinazione piano campagna
Profondità della curva di scorrimento

ω	0,00 °
Hscor.	0,21 m

Altezza magrone

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

3 FATTORI DI CAPACITA' PORTANTE

N_{γ}	3,06	Secondo Vesic, 1973
N_c	11,63	Secondo Vesic (1970)
N_q	4,34	Secondo Prandtl (1921)

4 COEFFICIENTI CORRETTIVI

Coefficienti di forma	
S_{γ}	0,991
S_c	1,008
S_q	1,006

Coefficienti di profondità	
d_{γ}	1,000
d_c	1,325
d_q	1,250

Coefficienti di Inclinazione del carico	
i_{γ}	0,898
i_c	0,925
i_q	0,943
m_b	1,978
m_l	1,022
m	1,213
ϑ	26,57 °

Coefficienti di Inclinazione del piano campagna	
b_{γ}	1,000
b_c	1,000
b_q	1,000

Coefficienti di Inclinazione del piano di posa della fondazione	
g_{γ}	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/m²]
-----------	-------	---------

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

$q_{lim}=1/2 \gamma^{'} BN_{\gamma} s_{\gamma} d_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} \Psi_{\gamma} z_{\gamma} + c^{'} N c s c d c i c b c \Psi c z c + q$

7 VERIFICA CAPACITA' PORTANTE (ROTTURA GENERALE)

E_d	71,7	[kN]	$E_d \leq R_d$	verificato
R_d	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?

δ_k	δ_d
no	23,00 °
	23,00 °

Vuoi trascurare la spinta passiva nella verifica a scorrimento?

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

$\sigma'_{v,medio}$ 2,03 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 1035,5

Indice di rigidezza

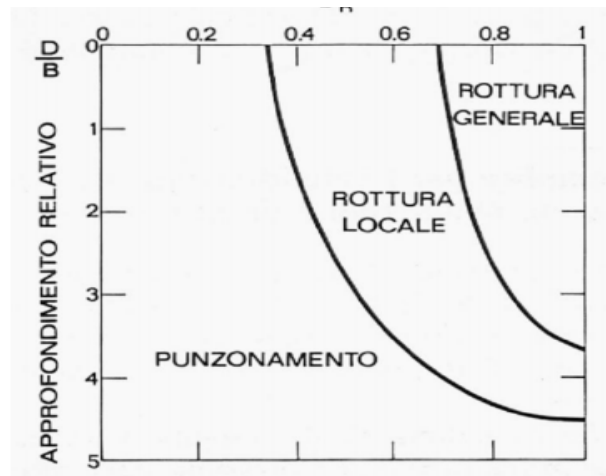
$I_{r,crit}$ 39,4

TIPO ROTTURA: GENERALE $I_r > I_{r,crit}$

10 VERIFICA PER ROTTURA LOCALE

D_R

Se D_R 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

40,0 %

angolo di attrito corretto
coesione corretta

ϕ'_{d}
 c'_{d}

15,2
31,35 kPa

parametro di correzione
Secondo Vesic (1970)

r

0,9500

Vuoi usare i parametri corretti?

no

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
γQk	1,00

GEOTECNICA	M
$Tan(\varphi'),k$	1,00
c',k	1,00
c_u,k	1,00
γ,k	1,00

RESISTENZE	R
capacità portante	2,30
scorri-mento	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 ²
F_o	2,62
T_c^*	0,310 s
	C
	T1
β_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

φ,d	0,00 °
c_u,d	42,00 kPa
$\gamma f,sopra,d$	19,5 kN/m ³
$\gamma f,sotto,d$	19,5 kN/m ³
$\gamma f,medio$	19,5 kN/m ³
α	0,00 °
ω	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
Hm	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
MI,d	7,1 kNm

Taglio Sismico

H,s	8,1 kN
-----	--------

3 FATTORI DI CAPACITA' PORTANTE

N _{y,0}	0,00	Secondo Vesic (1973)
N _{c,0}	5,14	Secondo Vesic (1970)
N _{q,0}	1,00	Secondo Prandtl (1921)

4 COEFFICIENTI CORRETTIVI

Coefficienti di forma	Coefficienti di profondità	Coefficienti di Inclinazione del carico	Coefficienti di Inclinazione del piano campagna	Coefficienti di Inclinazione del piano di posa della fondazione	Coefficienti Paolucci e Pecker (1997)
S _{c,0}	d _{c,0}	i _{c,0}	b _{c,0}	g _{c,0}	Z _{c,0}
1,005	1,332	0,929	1,000	1,000	0,964
		m _b			
		1,978			
		m _l			
		1,022			
		m			
		1,213			
		ϑ			
		26,57 °			

5 REGOLA DI MEYERHOF

e _b	0,11 m	e _L	0,56 m
B*	0,18 m	L*	8,08 m

6 CARICO LIMITE

q _{lim}	262,6	[kN/m²]	Q _{lim}	387,6	[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
sovraccarico

7 VERIFICA CAPACITA' PORTANTE

(ROTTURA GENERALE)

E _d	71,7	[kN]	E _d ≤ 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?

si

Altezza per la spinta passiva

0,00 m

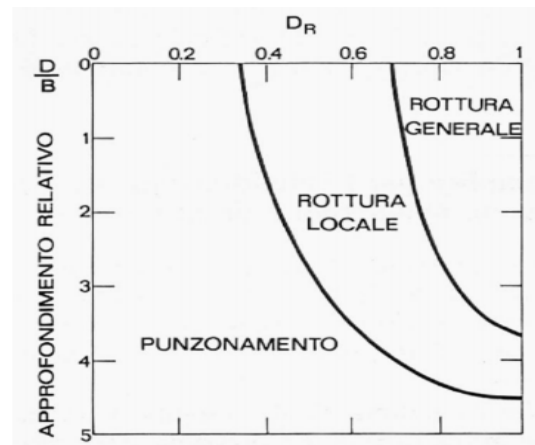
La resistenza laterale della fondazione, allo scorrimento viene trascurata

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 incompressibile. 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 incompressibile.



De Beer (1967)