



Finanziato  
dall'Unione europea  
NextGenerationEU



REGIONE SICILIANA  
Presidenza  
Dipartimento Regionale della Protezione Civile



PROTEZIONE CIVILE  
Presidenza del Consiglio dei Ministri  
Dipartimento della Protezione Civile



## CONSORZIO DI BONIFICA 9 CATANIA

mandatario senza rappresentanza del  
Consorzio di Bonifica Sicilia Orientale

Via Centuripe 1/A - 95128 - Catania - tel. 095/559000 fax 095/559320

Intervento finanziato nell'ambito del Piano Nazionale di Ripresa e Resilienza (PNRR) - Missione 2 Componente 4 - Investimento 2.1b - "Interventi di ripristino della funzionalità idraulica del canale Cavazzini nel tratto a valle del Torrente Monaci lotto A

CUP: G68H21000360006 - CIG: A0096A3005

## PROGETTAZIONE DI FATTIBILITÀ TECNICO ECONOMICA

TITOLO				COMMESSA			
Stato di progetto - Relazione geotecnica interventi				PR150			
SCALA		CAPITOLO		CODICE ELABORATO			
-		02 - STATO DI PROGETTO		02.14 B			
REV.	DATA	DESCRIZIONE			REDAT.	CONTR.	APPR.
A	10/2023	Prima emissione			ST	ST	DDC
B	12/2023	Revisione a seguito di rapporto di verifica intermedio			ST	ST	DDC

PROGETTISTI:

Ing. Daniele Cianciolo



MADA ENGINEERING  
Settore  
a) civile e ambientale  
n° A5943



il Vice Direttore:

Dott. Geol. Gaetano Punzi

il R.U.P.:

Ing. Rossana Tarallo

## Sommario

1. Premessa .....	2
2. Inquadramento geologico dell'area .....	2
3. Caratteristiche geotecniche dei terreni.....	3
4. Normative di riferimento .....	4
5. Parametri e Coefficienti Sismici.....	4
5.1. Generalità .....	4
5.2. Fattore di struttura .....	5
5.3. Masse sismiche associate .....	5
5.4. Parametri sismici .....	5
5.5. Azione Sismica .....	8
6. Calcolo capacità portante.....	9

## 1. Premessa

La presente relazione geotecnica viene redatta a corredo del progetto di fattibilità tecnica economica degli "Interventi di ripristino della funzionalità idraulica del Canale Cavazzini nel tratto a valle del Torrente Monaci lotto A".

## 2. Inquadramento geologico dell'area

La carta litologica dell'area oggetto di intervento mostra la presenza di 4 tipologie di terreno, così come mostrato dalla carta litologica allegata:

- depositi alluvionali;
- argille siltoso-marnose grigio-azzurre;
- calcareniti e sabbie;
- vulcaniti.

I depositi alluvionali sono rappresentati da sedimenti essenzialmente limosi, più o meno sabbiosi, localmente torbosi, con intercalazioni di livelli sabbioso-ghiaiosi ad andamento lenticolare, con una distribuzione areale e verticale discontinua, caratteristica peculiare dei depositi alluvionali.

Caratteristica di tali depositi è l'estrema eterogeneità granulometrica sia in senso orizzontale che verticale, conseguenza del meccanismo di trasporto e deposito fluviale col suo alternarsi di piene (con deposizione dei termini grossolani rappresentati da sabbie, ghiaie e ciottoli) e di fasi di stanca (con deposizione dei termini più fini dati da limi).

Le argille marnose grigio-azzurre, si presentano massive o a stratificazione poco evidente, tranne dove sono presenti intercalazioni di livelli siltosi e locali e discontinue lenti sottili di tufi gradati. L'aspetto superficiale è dato da un colore giallastro di alterazione, mentre al taglio fresco assumono colore grigio-azzurro.

Le "calcareniti giallastre", che in dettaglio risultano essere costituite da biocalcareni e/o biocalciruditi, stratificate in livelli centimetrici e decimetrici e, subordinatamente, in bancate dell'ordine del metro e qualche volta addirittura massive.

La stratificazione è in generale piano parallela e/o inclinata in clinostratificazione (on-lap) con pendenze  $<10^{\circ} \div 15^{\circ}$  e localmente si presenta anche "incrociata".

I granuli costituenti la roccia sono rappresentati da elementi, a granulometria compresa fra quella delle sabbie e delle ghiaie, provenienti da gusci di molluschi, briozoi, alghe e subordinatamente da rocce carbonatiche e vulcaniche.

Sulla base del grado di cementazione (cemento carbonatico), non omogeneo e variabile, da strato a strato, da "buono" a "scadente", si può classificare la roccia in funzione della "durezza" fra le rocce tenere.

Le parti superficiali, esposte agli agenti atmosferici, sono più o meno degradate ed alterate e ricoperte da terreno agrario, rappresentato da limo-sabbioso giallastro, frammisto talvolta a ciottoli e frammenti di calcareniti alterate, dello spessore variabile da 0,50 a 1,00 m.

Lo spessore in affioramento risulta compreso da pochi metri a circa settanta-ottanta metri.

Dal punto di vista geomeccanico, va evidenziato che caratteristica peculiare della "massa rocciosa" calcarenitica è la sua elevata anisotropia dovuta alle discontinuità che la interessano, prima fra tutte la rete di fessurazione: quella a grande scala, collegata al sistema tettonico dell'area con orientamento prevalente NE-SW, ed una a più piccola scala dovuta al progressivo allentamento delle caratteristiche geomeccaniche della massa rocciosa ad opera degli agenti esogeni e per interventi antropici.

Le vulcaniti sono costituite da una successione di prodotti vulcanoclastici e lave, a presumibile composizione basaltica, costituite da lave scure molto compatte, a volte bollose e scoriacee e da subordinati prodotti piroclastici.

I prodotti vulcanoclastici, giallastri, sono spesso di scarsa potenza e continuità laterale.

Le lave presentano a volte anche la struttura colonnare e vistose forme di desquamazione cipollare, di colore nero antracite o grigiastro.

La presenza inoltre di lave a pillows sottolinea una attività eruttiva in ambiente subacqueo.

La caratteristica comune a tutti gli affioramenti è la tendenza di risolversi in superficie in blocchi arrotondati di dimensioni molto variabili e spesso anche dell'ordine del metro cubo.

### 3. Caratteristiche geotecniche dei terreni

Per il progetto in esame al fine di caratterizzare dal punto di vista litostratigrafico i terreni interessati dalle opere si sono reperiti presso l'UTC i risultati di altri studi geologici effettuati in aree prossime a quelle interessate dall'intervento.

Ai fini dei calcoli geotecnici si è operata la scelta dei seguenti parametri:

$$\begin{aligned}\gamma &= 20 \text{ kN/m}^3 \\ \varphi' &= 19^\circ \\ c' &= 13 \text{ kPa}\end{aligned}$$

## 4. Normative di riferimento

[1] **Legge n. 1086 del 05/11/1971**

Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.

[2] **Legge n. 64 del 02/02/1974**

Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.

[3] **Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 (D.M. 17 Gennaio 2018)**

Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche.

[4] **Circolare C.S.LL.PP. 21/01/2019 n. 7**

Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 17 Gennaio 2018

## 5. Parametri e Coefficienti Sismici

### 5.1. Generalità

Per il calcolo sismico dell'opera in esame si è fatto riferimento alle indicazioni del NTC 2018 che introducono il concetto di "pericolosità sismica di base" come elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche. Tale pericolosità è quella relativa a condizioni ideali di sito con superficie topografica orizzontale e terreno di tipo rigido (Categoria A).

Le indicazioni sulla pericolosità sismica di base dell'intero territorio nazionale sono fornite dalla predetta normativa, in termini di:

- $a_g$  *accelerazione orizzontale massima del terreno;*
- $F_o$  *valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale*
- $T_c^*$  *periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;*

Per ciascun nodo del reticolo di riferimento con maglia di circa 10 km in cui è stato suddiviso l'intero territorio nazionale. Tali parametri sono forniti anche in funzione di ciascuno dei periodi di ritorno  $T_R$  considerati dalla pericolosità sismica; in particolare:

$T_R = 30; 50; 72; 101; 140; 201; 475; 975$  e 2475 anni.

Il periodo di ritorno dell'azione sismica  $T_R$  è ricavabile mediante la relazione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})}$$

dove:

- $V_R$  Vita di riferimento per l'azione sismica
- $P_{V_R}$  Probabilità di superamento nel periodo di riferimento

Nel caso in cui la *pericolosità sismica* su *reticolo di riferimento* con contemplici il periodo di ritorno  $T_R$  corrispondente alla  $V_R$  e alla  $P_{V_R}$  fissate, il generico parametro caratterizzante la *pericolosità sismica di base* può essere ricavato mediante interpolazione logaritmica.

La vita di riferimento per l'azione sismica  $V_R$  è funzione della *Vita nominale della struttura*  $V_N$ , intesa come il numero di anni in cui la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo cui è destinata; e della *classe d'uso*  $C_U$  della stessa:

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

La probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{V_R}$  è funzione dello stato limite considerato:

Tabella 3.2.I – Probabilità di superamento  $P_{V_R}$  al variare dello stato limite considerato

Stati Limite		$P_{V_R}$ : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V_R$
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

## 5.2. Fattore di struttura

Per la determinazione del fattore di struttura per l'opera in esame si è fatto riferimento alle NTC18, trattandosi di Strutture che si muovono col terreno caratterizzate da periodi di vibrazione in direzione orizzontale molto bassi e per le quali si assume un valore di  $q_0=q=1.0$ .

## 5.3. Masse sismiche associate

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai soli pesi propri e sovraccarichi permanenti, considerando nullo il valore quasi permanente delle masse corrispondenti ai carichi da traffico: l'opera in oggetto non rientra infatti in zona urbana di intenso traffico.

## 5.4. Parametri sismici

Nel caso in esame si è pertanto considerato:

Parametro	Valore	Descrizione	Rif. NTC18
Vita Nominale	$V_N = 50$ anni	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	§ 2.4.1
Classe d'uso	CI = II -	Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviari la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.	§ 2.4.2
Coefficiente d'uso	$C_U = 1.0$ -		§ 2.4.3
Periodo di Riferimento per l'azione sismica	$V_R = 50$ anni		§ 2.4.3
Smorzamento	$\xi = 5\%$		
Fattore di Struttura Componenti Orizzontali	$q_H = 1.0$		

Cui corrispondono:

Stato Limite			$P_{VR}$	$T_R$ [anni]
Stati Limite di Esercizio	SLO	Operatività	81%	30
	SLD	Danno	63%	50
Stati Limite Ultimi	SLV	Salvaguardia della Vita	10%	475
	SLC	Collasso	5%	975
* per $T_R > 2475$ anni si assume $T_R = 2475$ come previsto dall'Allegato A delle NTC18				

La pericolosità sismica di base così determinata viene poi tramutata in *risposta sismica locale*, mediante degli opportuni coefficienti di amplificazione. Essi apportano delle variazioni così da poter tener conto delle condizioni del sito di ubicazione dell'opera sia in termini di stratigrafia del sottosuolo che di morfologia della superficie.

In relazione alle modalità di calcolo dell'azione sismica secondo le NTC 2018, i parametri sismici ascrivibili al sito di ubicazione dell'opera (funzione tra l'altro proprio delle coordinate geografiche) sono riportati nella tabella seguente.

CATEGORIA TOPOGRAFICA:			T1	Pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i < 15^\circ$					
Stato Limite			$P_{VR}$	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T^*_c$ [anni]	$S_s$	$S_T$
Stati Limite di Esercizio	SLO	Operatività	81%	30	0.054	2.547	0.268	-	1.00
	SLD	Danno	63%	50	0.073	2.497	0.289	-	1.00
Stati Limite Ultimi	SLV	Salvaguardia della Vita	10%	475	0.268	2.327	0.447	-	1.00
	SLC	Collasso	5%	975	0.381	2.360	0.495	-	1.00
* per $T_R > 2475$ anni si assume $T_R = 2475$ come previsto dall'Allegato A delle NTC18									

In cui si è distinto tra i 4 differenti stati limite introdotti dalla normativa di riferimento, due *Stati Limite di Esercizio*:

- **Stato Limite di Operatività (SLO):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- **Stato Limite di Danno (SLD):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

e due *Stati Limite Ultimi*:

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):** a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC):** a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti

strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

## 5.5. Azione Sismica

Per la determinazione delle azioni sismiche indotte sulla struttura in esame si è adottata una modalità di *Analisi Pseudostatica* secondo quanto previsto dal §7.11.6.3 delle NCT18. Si sono inoltre considerate separatamente la direzione longitudinale e quella trasversale e assumendo la prima come interamente dimensionante.

Nel caso in esame, trattandosi di una struttura di tipo fisso a contatto interamente con il terreno, le azioni sismiche di progetto sono date dagli incrementi sismici della spinta esercitata dal terrapieno;

Le forze sismiche sono state determinate mediante un'analisi di tipo pseudostatico mediante una forza statica equivalente par al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Come previsto nelle verifiche allo stato limite ultimo, le NTC18 al §7.11.6.3.1 prescrivono che le componenti orizzontale e verticale  $a_h$  e  $a_v$  dell'accelerazione equivalente devono essere ricavate in funzione delle proprietà del moto sismico atteso nel volume di terreno significativo per l'opera e della capacità dell'opera di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza.

In mancanza di studi specifici,  $a_h$  può essere legata all'accelerazione di picco  $a_{max}$  attesa nel volume di terreno significativo per l'opera mediante la relazione:

$$a_h = k_h \cdot g = \alpha \cdot \beta \cdot a_{max}$$

dove:

- $k_h$  *coefficiente sismico orizzontale*
- $\alpha$  *coefficiente che tiene conto della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera*
- $\beta$  *coefficiente funzione della capacità dell'opera di subire spostamenti senza cadute di resistenza*
- $a_{max}$  *accelerazione orizzontale massima attesa al sito*
- $g$  *accelerazione di gravità*

Per le paratie si può porre  $a_v = 0$ .

L'accelerazione di picco  $a_{max}$  è valutata mediante un'analisi di risposta sismica locale, ovvero come

$$a_{\max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

dove:

- $S$  *coefficiente di amplificazione sismica*
- $S_S$  *coefficiente di amplificazione stratigrafica*
- $S_T$  *coefficiente di amplificazione topografica*
- $a_g$  *accelerazione orizzontale massima attesa sul sito di riferimento rigido*

## 6. Calcolo capacità portante

Di seguito il calcolo della capacità portante considerando una generica fondazione quadrata di lato 1.00 m.

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

#### REGOLA DI MEYERHOF

$$e_b = \frac{M_b}{V} \quad e_l = \frac{M_l}{V}$$

Superficie d'impronta ridotta

$$B^* = B - e_b \quad L^* = L - e_l$$

#### ALTEZZA DELLA CURVA DI SCORRIMENTO

$$H_{scor} = \frac{B^*}{2} \left( 45^\circ + \frac{\varphi'}{2} \right)$$

Se la falda intercetta la curva di scorrimento, si fa l'ipotesi che il pelo libero sia situato sul piano campagna, viceversa si esegue l'analisi in assenza di falda.

#### CONDIZIONI DRENATE

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' B^* N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma \Psi_\gamma z_\gamma + c' N_c s_c d_c i_c b_c \Psi_c z_c + q' N_q s_q d_q i_q b_q \Psi_q z_q \quad (\text{Brinch-Hansen 1970})$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan(\varphi') \quad (\text{Vesic 1973}) \quad N_\gamma = 1,5(N_q - 1) \tan(\varphi') \quad (\text{Hansen 1970}) \quad N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1,4\varphi') \quad (\text{Meyerhof 1963})$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot(\varphi')$$

$$N_q = \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\varphi'}{2} \right) e^{\pi \tan(\varphi')}$$

#### CONDIZIONI NON DRENATE

$$q_{lim} = c_u N_{c,0} s_{c,0} d_{c,0} i_{c,0} b_{c,0} z_{c,0} + q \quad (\text{Brinch-Hansen 1970})$$

$$N_{\gamma,0} = 1$$

$$N_{q,0} = 1$$

$$N_{c,0} = 5,14$$





COEFFICIENTI RIDUTTIVI

Forma della fondazione	$s_c$	$s_q$	$s_r$
Rettangolare	$1 + \frac{B'}{L'} \cdot \frac{N_q}{N_c}$	$1 + \frac{B'}{L'} \cdot \tan \phi$	$1 - 0,4 \cdot \frac{B'}{L'}$
Circolare o quadrata	$1 + \frac{N_q}{N_c}$	$1 + \tan \phi$	0,6

Coefficienti di forma.  
Secondo De Beer

Valore di $\phi$	$d_c$	$d_q$	$d_r$
$\phi = 0$ argilla saturata in condizioni non drenate	$\frac{D}{B'} \leq 1 \quad 1 + 0,4 \cdot \frac{D}{B'}$ $\frac{D}{B'} > 1 \quad 1 + 0,4 \cdot \arctan\left(\frac{D}{B'}\right)$	1	1
$\phi > 0$ sabbia e argilla in condizioni drenate	$d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \tan \phi}$	$\frac{D}{B'} \leq 1 \quad 1 + 2 \cdot \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2 \cdot \frac{D}{B'}$ $\frac{D}{B'} > 1 \quad 1 + 2 \cdot \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2 \cdot \arctan\left(\frac{D}{B'}\right)$	1

Coefficienti di profondità.  
Secondo Brich-Hansen, 1970; Vesic, 1973

Terreno	$i_c$	$i_q$	$i_r$
$\phi = 0$ argilla saturata in condizioni non drenate	$1 - \frac{m \cdot H}{B' \cdot L' \cdot c_u \cdot N_c}$	1	1
$c > 0, \phi > 0$ argilla in condizioni drenate	$i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \phi}$	$\left[1 - \frac{H}{V + B' \cdot L' \cdot c' \cdot \cot g \phi'}\right]^{m+1}$	$\left[1 - \frac{H}{V + B' \cdot L' \cdot c' \cdot \cot g \phi'}\right]^{m+1}$
$c = 0$ sabbia	-	$\left(1 - \frac{H}{V}\right)^m$	$\left(1 - \frac{H}{V}\right)^{m+1}$
$m = m_L \cdot \cos^2 \vartheta + m_B \cdot \sin^2 \vartheta$	$m_B = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}}$	$m_L = \frac{2 + \frac{L'}{B'}}{1 + \frac{L'}{B'}}$	$\vartheta$ è l'angolo fra la direzione del carico proiettata sul piano di fondazione e la direzione di L

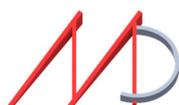
Coefficienti di inclinazione del carico.  
Secondo Vesic, 1973

$b_c$	$b_q$	$b_r$
$b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \cdot \tan \phi}$	$(1 - \varepsilon \cdot \tan \phi)^2$	$(1 - \varepsilon \cdot \tan \phi)^2$

Coefficiente di inclinazione del piano campagna.  
Secondo Brich-Hansen, 1970

$g_c$	$g_q$	$g_r$
$g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \cdot \tan \phi}$	$(1 - \tan \omega)^2 \cdot \cos \omega$	$\frac{g_q}{\cos \omega}$

Coefficiente di inclinazione del piano di posa.  
Secondo Brich-Hansen, 1970



#### COEFFICIENTI RIDUTTIVI PER PUNZONAMENTO

$$\Psi_{\gamma} = e^{\left(0,6 \cdot \frac{B^*}{L^*} - 4,4\right) \cdot \tan(\varphi')} + \frac{[3,07 \cdot \sin(\varphi') \cdot \log(2 I_r)]}{[1 + \sin(\varphi')]}$$

$$\Psi_c = \Psi_q - \frac{1 - \Psi_q}{N_q \tan(\varphi')}$$

$$\Psi_q = \Psi_{\gamma}$$

$$I_r = \frac{E[2(1 + \nu)]}{c' + \sigma'_{v,medio} \tan(\varphi')}$$

$$I_{r,crit} = \frac{1}{2 \tan(\varphi')} e^{\left(3,3 - 0,45 \frac{B^*}{L^*}\right)}$$

#### COEFFICIENTI RIDUTTIVI PER EFFETTI CINEMATICI

Secondo la teoria di Paolucci e Pecker (1997)

$$z_{\gamma} = \left[1 - \frac{k_h}{\tan(\varphi')}\right]^{0,35}$$

$$z_c = 1 - 0,32 k_h$$

$$z_q = z_{\gamma}$$

$$T_{sismico} = V \cdot k_h$$

#### VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

##### CONDIZIONI DRENATE

$$F_s = c' B^* L^* + V_{(fav)} \tan(\varphi') + K_p \sigma'_v \gamma_{medio} B \frac{(D - 0,3)^2}{2}$$

$$K_p = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2}\right)$$

##### CONDIZIONI NON DRENATE

$$F_s = c_u B^* L^* + \sigma'_v \gamma_{medio} B \frac{(D - 0,3)^2}{2}$$

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
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

$a_g$	2.629 m/s <sup>2</sup>
$F_0$	2.327
$T_c^*$	0.447 s
	E
	T1
$\beta_m$	0.380
$K_h$	0.134
$K_v$	0.067

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.  
inclinazione piano campagna  
Profondità della curva di scorrimento

$\phi',d$	19.00 °
$c',d$	13.00 kPa
$\gamma'f_{sopra,d}$	20.0 kN/m <sup>3</sup>
$\gamma'f_{sotto,d}$	20.0 kN/m <sup>3</sup>
$\gamma'f_{medio}$	20.0 kN/m <sup>3</sup>
$\alpha$	0.00 °
$\omega$	0.00 °
$H_{scor}$	1.09 m

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

<b>B</b>	1.00 m
<b>L</b>	1.00 m
<b>B*</b>	0.89 m
<b>L*</b>	0.89 m
<b>H</b>	0.40 m
<b>D</b>	0.00 m
<b>Hm</b>	0.10 m

Carico verticale  
Carico Orizzontale  
Momento Sollecitante b  
Momento Sollecitante l

<b>V,d</b>	12.4 kN
<b>H,d</b>	1.7 kN
<b>Mb,d</b>	0.7 kNm
<b>ML,d</b>	0.7 kNm

Taglio Sismico

<b>H,s</b>	1.7 kN
------------	--------

3 FATTORI DI CAPACITA' PORTANTE

$N_v$	4.68	Secondo Vesic, 1973
$N_c$	13.93	Secondo Vesic (1970)
$N_q$	5.80	Secondo Prandtl (1921)

4 COEFFICIENTI CORRETTIVI

Coefficienti di forma	
$S_y$	0.600
$S_c$	1.416
$S_q$	1.344

Coefficienti di profondità	
$d_y$	1.000
$d_c$	1.000
$d_q$	1.000

Coefficienti di inclinazione del carico	
$i_y$	0.905
$i_c$	0.930
$i_q$	0.942
mb	1.500
ml	1.500
m	1.500
$\phi$	45.00 °

Coefficienti di inclinazione del piano campagna	
$b_y$	1.000
$b_c$	1.000
$b_q$	1.000

Coefficienti di inclinazione del piano di posa della fondazione	
$g_y$	1.000
$g_c$	1.000
$g_q$	1.000

Coefficienti che tengono conto della rottura per punzonamento	
$\psi_y$	1.000
$\psi_c$	1.000
$\psi_q$	1.000

Coefficienti Paolucci e Pecker (1997)	
$z_y$	0.842
$z_c$	0.957
$z_q$	0.842

5 REGOLA DI MEYERHOF

$e_b$	0.05 m
$B^*$	0.89 m

$e_L$	0.05 m
$L^*$	0.89 m

6 CARICO LIMITE

$q_{lim}$	247.4	[kN/m <sup>2</sup> ]
$Q_{lim}$	197.3	[kN]

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' B N_{\gamma} s_{\gamma} d_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} \Psi_{\gamma z_{\gamma}} + c' N_c s_c d_c i_c b_c \Psi_c z_c + q' N_q s_q d_q i_q b_q \Psi_q z_q$$

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

7 VERIFICA CAPACITA' PORTANTE  
(ROTTURA GENERALE)

$E_d$	12.4	[kN]	$E_d \leq R_d$	verificato
$R_d$	85.8	[kN]		6.92
$e_d$	15.6	[kPa]		
$r_d$	107.6	[kPa]		

8 VERIFICA A SCORRIMENTO

$E_d$	1.7	[kN]	$E_d \leq R_d$	verificato
$R_d$	9.4	[kN]		5.68

Vuoi definire l'angolo di attrito?

no  $\delta_k$  3.00°  $\delta_d$  23.00°

Vuoi trascurare la spinta passiva nella verifica a scorrimento?

no

Altezza del cuneo di spinta passiva

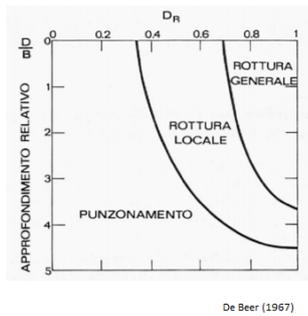
0.00 m

La resistenza laterale della fondazione, allo scorrimento viene trascurata

9 VERIFICA A PUNZONAMENTO

Tensione normale media	$\sigma_{v,medio}$	10.95 kPa	Assunta di norma pari alla tensione verticale geostatica efficace ad un approfondimento di $H_{scor}/2$
Modulo di Young del terreno	$E$	12750 kPa	
Indice di rigidezza	$I_r$	292.4	
Indice di rigidezza	$I_{r,crit}$	27.2	<b>TIPO ROTTURA: GENERALE</b> $I_r > I_{r,crit}$

10 VERIFICA PER ROTTURA LOCALE



Se  $D/B$  è compreso negli intervalli del grafico di De Beer bisogna utilizzare i seguenti parametri meccanici corretti, validi per  $D/B$  minori del 67%. La verifica verrà eseguita come nel caso di rottura generale utilizzando nel calcolo i parametri modificati secondo Vesic.

Definisci $D/B$ percentuale		40.0 %
angolo di attrito corretto	$\phi'_{d}$	18.1
coesione corretta	$c'_{d}$	12.35 kPa
parametro di correzione Secondo Vesic (1970)	$r$	0.9500
Vuoi usare i parametri corretti?		no

QUESTA VERIFICA PUO' ESSERE OMESSA IN QUANTO QUESTO TIPO DI ROTTURE RIGUARDA SABBIE E GHIAIE