



**STUDIO MACRI'
TECNICI ASSOCIATI**

Progetti integrati
d' Ingegneria
ed Architettura

RECAPITI e - mail:
studiomacriz@outlook.com
studiomacriassociati@hotmail.it
[pec: domenico.macri1@ingpec.eu](mailto:pec:domenico.macri1@ingpec.eu)

SEDE OPERATIVA ED
AMM.VA
Centro Lucrezia della Valle
Via Lucrezia della Valle n.19/40

88100 CATANZARO (CZ)

Tel. e Fax 0961 753475

COMUNE DI CARDINALE

(PROVINCIA DI CATANZARO)

PERIZIA DI VARIANTE E SUPPLETIVA

DATA:		
FEBBRAIO 2026	PROGETTISTA :	DIRETTORE DEI LAVORI:
	ING. DOMENICO MACRI'	ING. DOMENICO MACRI'

	TITOLO DEL PROGETTO:
	INTERVENTI DI SISTEMAZIONE DELLE PENDICI SOVRASTANTI IL CENTRO STORICO DEL COMUNE DI CARDINALE – CODICE CZ042A/10.

Prot. Dis.	Modifiche:	1
	Sostituisce il N.	2
	Sostituito dal N.	3
ALL. N.	Oggetto del Disegno:	
A7.3.	CANALE FUGATORE A MONTE MURO DI SOSTEGNO MARCHESE - RELAZIONE	
4.8.V	GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI	

SCALA:	ENTE APPALTANTE:
	COMMISSARIO DEL GOVERNO per il contrasto dissesto R. Calabria- info@pec.dissestocalabria.it
	RESPONSABILE U.P. – Geom. A. FALVO- e-mail: a.falvo@dissestocalabria.it

A TERMINI DI LEGGE – ART. 2578 DEL C.C. CI RISERVIAMO L'ESCLUSIVA PROPRIETA' DI QUESTO ELABORATO TECNICO, CON DIVIETO DI COPIARLO O RIPRODURLO SENZA IL NOSTRO CONSENSO SCRITTO

RELAZIONE GEOTECNICA

Comune: CARDINALE

Titolo del progetto: ?Interventi di sistemazione delle pendici
sovrastanti il centro storico? nel Comune
di Cardinale (CZ)

Committente: COMMOSSARIO DI GOVERNO
CONTRASTO
DISSESTOSESTOIDROGEOLOGICO

Opera: MITIGAZIONE DEL RISCHIO
IDROGEOLOGICO

Data:
17/2/26

Progettista:
ING. DOMENICO MACRI'

Normativa di riferimento

- **Legge nr. 1086 del 05/11/1971.** Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- **Legge nr. 64 del 02/02/1974.** Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- **D.M. LL.PP. del 11/03/1988.** Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- **D.M. LL.PP. del 14/02/1992.** Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- **D.M. 9 Gennaio 1996.** Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche
- **D.M. 16 Gennaio 1996.** Norme Tecniche relative ai 'Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi'
- **D.M. 16 Gennaio 1996:** Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche
- **Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C.** Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996
- **Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG.** Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996.
- **Norme Tecniche per le costruzioni D.M. 17/01/2018.** Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17/01/2018

Modello per il calcolo del carico limite

Il terreno di fondazione è considerato costituito da due strati: uno superiore ed uno inferiore al piano di posa della fondazione. La presenza della falda è presa in considerazione in base alla sua profondità dal piano campagna. Per la verifica a carico limite si adotta l'approccio 2 con una unica combinazione di carico A1+M1+R3, in cui i coefficienti parziali di sicurezza per le resistenze sono unitari ed il coefficiente di sicurezza globale è pari a 2.3 per il carico limite verticale e pari a 1.1 per il coefficiente di sicurezza a per il carico limite orizzontale. l'effetto del sisma è portato in conto considerando una la forza statica orizzontale; poichè tale forza non è né centrata né verticale è necessario considerare fattori correttivi per l'inclinazione del carico e una riduzione delle dimensioni della fondazione, in funzione dell'eccentricità. Di seguito si riporta il calcolo per le combinazioni più gravose; in calce è riportato un riepilogo per tutte le combinazioni.

Carico limite

Il calcolo del carico limite è valutato secondo la formula di Terzaghi-Meyerof

$$Q_{lim} = q \cdot N_q \cdot \zeta_q \cdot \xi_q \cdot \alpha_q \cdot \beta_q \cdot \psi_q \cdot z_q + c \cdot N_c \cdot \zeta_c \cdot \xi_c \cdot \alpha_c \cdot \beta_c \cdot \psi_c \cdot z_c + \gamma \cdot N_\gamma \cdot \frac{B}{2} \cdot \zeta_\gamma \cdot \xi_\gamma \cdot \alpha_\gamma \cdot \beta_\gamma \cdot \psi_\gamma \cdot z_\gamma$$

dove:

N_q, N_c, N_γ	Coefficienti di Terzaghi - Meyerof per la striscia indefinita
$\zeta_q, \zeta_c, \zeta_\gamma$	Coefficienti correttivi di forma, funzione del rapporto B/L
ξ_q, ξ_c, ξ_γ	Coefficienti correttivi di inclinazione del carico, dipendenti da H/V
$\alpha_q, \alpha_c, \alpha_\gamma$	Coefficienti correttivi di inclinazione del piano di posa
$\beta_q, \beta_c, \beta_\gamma$	Coefficienti correttivi di inclinazione del piano campagna
Z_q, Z_c, Z_γ	Coefficienti sismici per considerare l'effetto cinematico, considerati solo in presenza di sisma
$\psi_q, \psi_c, \psi_\gamma$	Coefficienti correttivi di punzonamento dipendenti da un indice di rigidezza del terreno.

Le espressioni dei coefficienti correttivi sono riportate di seguito.

- Coefficienti di forma

$$\zeta_q = 1 + \frac{B}{L} \tan(\phi) \quad \zeta_c = 1 + \frac{B}{L} \frac{N_q}{N_c} \quad \zeta_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

- Coefficienti di inclinazione del carico

$$\xi_q = \left[1 - \frac{Htg(\phi)}{Vtg(\phi) + BLc} \right]^m \quad \xi_c = \xi_q - \frac{1 - \xi_q}{N_c tg(\phi)} \quad \xi_\gamma = \left[1 - \frac{Htg(\phi)}{Vtg(\phi) + BLc} \right]^{m+1}$$

essendo

$$m = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}}$$

- Coefficienti correttivi di inclinazione del piano di posa

$$\alpha_q = (1 - \epsilon tg(\phi))^2 \quad \alpha_c = \alpha_q - \frac{1 - \alpha_q}{N_c tg(\phi)} \quad \alpha_\gamma = \alpha_q$$

con

$$\epsilon < \pi/4$$

- Coefficienti correttivi di inclinazione del piano campagna

$$\beta_q = (1 - tg(\omega))^2 \cos(\phi) \quad \beta_c = \beta_q - \frac{q - \beta_\gamma}{N_c tg(\phi)} \quad \beta_\gamma = \frac{\beta_q}{\cos(\omega)}$$

con

$$\omega < \pi/4; \quad \omega < \phi$$

- Coefficienti di punzonamento

$$\psi_q = \left(\left(0.6 \frac{B}{L} - 4.4 \right) tg(\phi) + \frac{3.07 \sin(\phi) \log_{10}(2I_r)}{1 + \sin(\phi)} \right)$$

$$\psi_c = \psi_q - \frac{1 - \psi_q}{N_q tg(\phi)} \quad \text{se } \phi \neq 0$$

$$\psi_c = 0.32 + 0.12 \frac{B}{L} + 0.6 \log_{10}(I_r) \quad \text{se } \phi = 0$$

$$\psi_\gamma = \psi_q$$

- Coefficienti sismici

$$z_q = z_c = 1 \quad z_g = \left(1 - \frac{kh}{tg(\phi)} \right)^{0.45}$$

con

$$kh = \beta \frac{a_{max}}{g} \text{ (cfr. NT - 7.11.3)}$$

Detto I_r l'indice di rigidezza del terreno (secondo la teoria di Vesic dipendente dal modulo tangenziale $G=0.5 \cdot E/(1+\nu)$ del terreno, dalla coesione c , dalla tensione effettiva alla profondità $B/2$ sotto il piano di posa e dall'angolo di attrito del terreno di fondazione) ed I_{rcrit} l'indice di rigidezza critico (dipendente dall'angolo di attrito del terreno e dal rapporto B/L), i coefficienti di punzonamento sono uguali alla unità quando $I_r \geq I_{rcrit}$, mentre sono minori dell'unità quando $I_r < I_{rcrit}$.

Oltre a queste correzioni un'altra deriva dall'eccentricità del carico e consiste nel ridurre le dimensioni della fondazione in modo che il carico risulti centrato rispetto alla fondazione ridotta; dette e_b ed e_l le eccentricità del carico nella direzione di B ed L , il carico limite si calcola per una fondazione di dimensioni ridotte $B' = B - 2e_b$ e $L' = L - 2e_l$.

Altra correzione deriva dalla presenza della falda inserendo i pesi del terreno immerso nel primo e terzo termine dell'espressione del carico limite, in particolare, detta H_f la profondità della falda e D la profondità del piano di posa, si assume che quando:

- $H_f \leq D$ si valuta la pressione effettiva sul piano di posa considerando che parte del terreno superiore è immerso, mentre nel terzo termine si userà il peso immerso;
- $D < H_f \leq D + B$ il peso del terreno del terzo termine si interpola tra i valori immerso e secco secondo la formula: $\gamma^* = \gamma'' + (\gamma - \gamma'') D/B$;
- $D + B < H_f$ la falda è trascurata.

I coefficienti di Terzaghi - Meyerof per la striscia ed i coefficienti correttivi sono dati dalle relazioni:

$$N_q = \frac{1 + \sin(\phi)}{1 - \sin(\phi)} e^{\pi \tan(\phi)} \quad N_c = (N_q - 1) \cot(\phi)$$

I valori del coefficiente N_γ sono riportati nella tabella seguente in funzione dell'angolo di attrito del terreno.

ϕ°	0	1	2	3	4	5	6	7	8
N_γ	0	0.07	0.15	0.24	0.34	0.45	0.57	0.71	0.86
ϕ°	9	10	11	12	13	14	15	16	17
N_γ	1.03	1.22	1.44	1.69	1.97	2.29	2.65	3.06	3.53
ϕ°	18	19	20	21	22	23	24	25	26
N_γ	4.07	4.68	5.39	6.2	7.13	8.2	9.44	10.88	12.54
ϕ°	27	28	29	30	31	32	33	34	35
N_γ	14.47	16.72	19.34	22.4	25.99	30.22	35.19	41.06	48.03
ϕ°	36	37	38	39	40	41	42	43	44
N_γ	56.31	66.19	78.03	92.25	109.41	130.22	155.55	186.54	224.64
ϕ°	45	46	47	48	49	50	-	-	-
N_γ	271.76	330.75	403.67	496.01	613.16	762.89	-	-	-

Per la fondazione composta si adotta una fondazione rettangolare equivalente ottenuta mediando le basi dei tratti pesati rispetto alla loro lunghezza; il numero di tratti che si prendono in considerazione sono quelli che si ottengono considerando la parte di fondazione sulla quale le tensioni del terreno non sono nulle considerando le sole condizioni di equilibrio (metodo del trapezio). La fondazione equivalente è poi ridotta in base alle eccentricità della risultante dei carichi verticali.

Simbologia carico limite fondazione composta:

- B Base del tratto
- L Lunghezza del tratto
- X_q Distanza inizio carico distribuito dall'estremo sinistro del tratto
- L_q Lunghezza del carico distribuito
- E_q Eccentricità del carico distribuito rispetto all'asse del tratto

Qv ₁	Primo valore del carico distribuito normale
Qv ₂	Secondo valore del carico distribuito normale
Qh ₁	Primo valore del carico distribuito tangenziale
Qh ₂	Secondo valore del carico distribuito tangenziale
XF	Distanza forza dall'estremo sinistro della fondazione; n.b. la posizione è comprensiva di eventuali momenti di trasporto, quindi sono possibili valori negativi e valori superiori alla lunghezza della fondazione
EF	Eccentricità forza dall'asse del tratto
Fv	Componente normale della forza
Fh	Componente tangenziale della forza
D	Profondità del piano di posa
ε	Inclinazione del piano di posa
ω	Inclinazione del piano campagna
φ	Angolo di attrito del terreno di fondazione
c	Coesione del terreno di fondazione
G	Modulo tangenziale del terreno di fondazione
γ ₁	Peso specifico terreno superiore
γ	Peso specifico terreno di fondazione
γ _{1Sat}	Peso specifico terreno saturo superiore
γ _{Sat}	Peso specifico terreno saturo di fondazione
Hf	Profondità della falda
W0	Peso specifico acqua

Modello terreno per il calcolo dei cedimenti per terreno incoerente

Il terreno è modellato come sequenza di strati di tipo incoerente (terreni ad elevata permeabilità). Per i terreni incoerenti non è possibile prelevare campioni intatti; per la valutazione dei parametri meccanici occorre riferirsi a prove in sito quali CPT ed SPT e quindi far uso di correlazioni empiriche per la loro valutazione. Per tali terreni, quindi, i metodi per la valutazione dei cedimenti sono empirici o semi-empirici.

Simbologia terreno incoerente: Metodo di Schmertmann

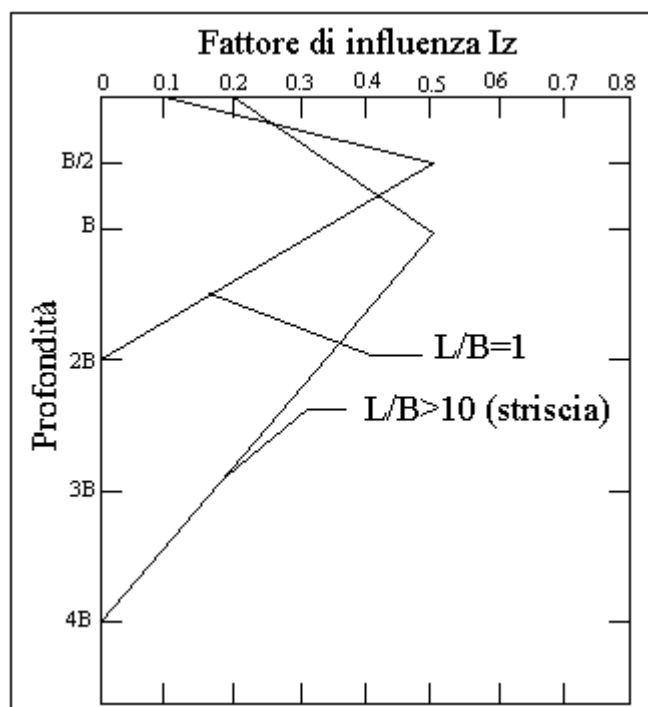
H	Spessore dello strato
Df	Profondità della fondazione rispetto allo scavo del cassone della struttura
γ	Peso specifico del terreno dello strato
γ _{Sat}	Peso specifico del terreno saturo dello strato
r _p	Resistenza alla punta CPT
k _{rp}	Coefficiente di correlazione tra il modulo elastico e la resistenza alla punta
t	tempo dopo il termine della costruzione

Il cedimento è espresso da:

$$w = q \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot \sum \frac{I_{zi} \Delta z_i}{E_i}$$

essendo:

q	carico totale
C ₁	1-0.5σ' _v /q con σ' _v tensione litostatica effettiva alla quota del piano di posa
C ₂	1+0.2log ₁₀ (t/0.1) con t>0.1 espresso in anni
I _{zi}	parametro di deformabilità dello strato che fornisce l'autore in funzione della profondità z _i , come riportato nel grafico seguente.



Il valore massimo di I_z si ottiene dalla formula

$$I_{\max} = 0.5 + 0.1 \sqrt{\frac{q}{\sigma'_{vp}}}$$

con σ'_{vp} tensione litostatica effettiva alla profondità $B/2$ per cerchio o quadrato e alla profondità B per la striscia; per valori di B/L compresi tra 0 e 1 si interpola linearmente.

Risultati dell'analisi

Travata 9001-(3+4)-I-3

La fondazione è composta da elementi rettangolari, la falda è assente.

Geometria fondazione

Tratto	B	L
	m	m
1	0.50	1.20

Parametri geotecnici

D	ε	ω	ϕ	c	G	γ_1	γ
m	°	°	°	kg/cmq	kg/cmq	t/mc	t/mc
1.00	0.00	0.00	30.00	0.00	154.00	1.80	2.00

Carichi distribuiti

Carico	Xq	Lq	Eq	Qv ₁	Qv ₂	Qh ₁	Qh ₂
	m	m	m	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m
1	0.00	1.20	0.00	1000.00	1000.00	-0.00	0.00

Carichi concentrati

Forza	XF	EF	Fv	Fh
	m	m	kg	kg
1	0.23	0.00	999	515
2	1.08	0.00	-376	173

Carico limite

La fondazione data è equivalente a una fondazione rettangolare di dimensioni $B=0.50$ m ed $L=0.60$ m. Si riportano di seguito i coefficienti correttivi.

N_q	N_c	N_γ
18.401	30.140	22.400
α_q	α_c	α_γ
1.000	1.000	1.000
β_q	β_c	β_γ
1.000	1.000	1.000
ξ_q	ξ_c	ξ_γ
0.481	0.451	0.299
ψ_q	ψ_c	ψ_γ
1.000	1.000	1.000
ζ_q	ζ_c	ζ_γ
1.484	1.512	0.665
z_q	z_c	z_g
1.000	1.000	0.898
N'_q	N'_c	N'_γ
13.133	20.555	4.004

Di seguito si riporta una sintesi dei valori utilizzati per effettuare la verifica della fondazione.

Coeff. sismico K_h	0.122
Indice di rigidezza critico $I_{r_{crit}}$	78.988
Indice di rigidezza I_r	1159.721
Azione verticale sollecitante V	1823 kg
Azione orizzontale sollecitante H	688 kg
Eccentricità lungo B e_b	0.00 m
Eccentricità lungo L e_l	0.15 m
Carico limite verticale di calcolo Q_{lim}	2.56 kg/cmq
Carico limite verticale di progetto Q_d	1.11 kg/cmq
Coefficiente di sicurezza γ_v	2.300

Carico limite orizzontale di calcolo H_{lim}	1053 kg
Carico limite orizzontale di progetto H_d	957 kg
Coefficiente di sicurezza γ_h	1.100
$V=1823$ kg $\leq$ $V_d=3325$ kg	VERIFICATO
$H=688$ kg $\leq$ $H_d=957$ kg	VERIFICATO

Tensioni indotte sul terreno

Le tensioni sono riferite ai vertici dei tratti della fondazione posti in un riferimento XY con X coincidente con l'asse dei tratti ed origine nel primo tratto. I tratti sono considerati consecutivamente uno dopo l'altro in direzione X.

X	Y	σ
m	m	kg/cmq
0.00	0.25	0.82
1.20	0.25	0.00
0.00	-0.25	0.82
1.20	-0.25	0.00

Il volume di terreno influenzato dalla costruzione è tale che il substrato rigido non influenza il comportamento della fondazione, pertanto l'ultimo strato viene esteso fino alla profondità per la quale sono significativi gli incrementi di tensione indotti dai carichi.

Tempo a cui si calcola il cedimento 3 aa

N°	H	γ	r_p	K_{rp}	E_{ed}
-----------	---	----------	-------	----------	----------

N°	H	γ	r_p	K_{rp}	E_{ed}
	m	t/mc	kg/cm ^q		kg/cm ^q
1	0.50	2.05	2.00	3	6.00
2	10.00	2.11	4.00	3	12.00

Si riportano di seguito i risultati ottenuti.

Profondità fondazione D _f	1.00 m
Carico totale q _{tot}	0.20 kg/cm ^q
Profondità di influenza H	2.44 m
C1	0.479
C2	1.295
Imax	0.584
Zmax	1.360 m
Tensione effettiva piano di posa σ_{eff}	0.21 kg/cm ^q
Tensione effettiva a zmax σ_{zmax}	0.28 kg/cm ^q
Cedimento W	5 mm

Travata 9001-(3+4)-V-3

La fondazione è composta da elementi rettangolari, la falda è assente.

Geometria fondazione

Tratto	B	L
	m	m
1	0.50	1.20

Parametri geotecnici

D	ε	ω	ϕ	c	G	γ_1	γ
m	°	°	°	kg/cm ^q	kg/cm ^q	t/mc	t/mc
1.00	0.00	0.00	30.00	0.00	154.00	1.80	2.00

Carichi distribuiti

Carico	X _q	L _q	E _q	Q _{v1}	Q _{v2}	Q _{h1}	Q _{h2}
	m	m	m	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m
1	0.00	1.20	0.00	1000.00	1000.00	-0.00	0.00

Carichi concentrati

Forza	XF	EF	Fv	Fh
	m	m	kg	kg
1	0.23	0.00	1001	517
2	1.08	0.00	-378	170

Carico limite

La fondazione data è equivalente a una fondazione rettangolare di dimensioni B=0.50 m ed L=0.59 m. Si riportano di seguito i coefficienti correttivi.

N _q	N _c	N _{γ}
18.401	30.140	22.400
α_q	α_c	α_{γ}
1.000	1.000	1.000
β_q	β_c	β_{γ}
1.000	1.000	1.000
ξ_q	ξ_c	ξ_{γ}
0.482	0.452	0.300
ψ_q	ψ_c	ψ_{γ}
1.000	1.000	1.000
ζ_q	ζ_c	ζ_{γ}
1.485	1.513	0.664
z _q	z _c	z _{γ}

1.000	1.000	0.898
N'_g	N'_c	N'_γ
13.165	20.610	4.007

Di seguito si riporta una sintesi dei valori utilizzati per effettuare la verifica della fondazione.

Coeff. sismico K_h	0.122
Indice di rigidezza critico $I_{r_{crit}}$	78.844
Indice di rigidezza I_r	1159.721
Azione verticale sollecitante V	1823 kg
Azione orizzontale sollecitante H	688 kg
Eccentricità lungo B e_b	0.00 m
Eccentricità lungo L e_l	0.15 m
Carico limite verticale di calcolo Q_{lim}	2.57 kg/cmq
Carico limite verticale di progetto Q_d	1.12 kg/cmq
Coefficiente di sicurezza γ_v	2.300

Carico limite orizzontale di calcolo H_{lim}	1053 kg
Carico limite orizzontale di progetto H_d	957 kg
Coefficiente di sicurezza γ_h	1.100
$V=1823 \text{ kg} \leq V_d=3323 \text{ kg}$	VERIFICATO
$H=688 \text{ kg} \leq H_d=957 \text{ kg}$	VERIFICATO

Tensioni indotte sul terreno

Le tensioni sono riferite ai vertici dei tratti della fondazione posti in un riferimento XY con X coincidente con l'asse dei tratti ed origine nel primo tratto. I tratti sono considerati consecutivamente uno dopo l'altro in direzione X.

X	Y	σ
m	m	kg/cmq
0.00	0.25	0.82
1.20	0.25	0.00
0.00	-0.25	0.82
1.20	-0.25	0.00

Il volume di terreno influenzato dalla costruzione è tale che il substrato rigido non influenza il comportamento della fondazione, pertanto l'ultimo strato viene esteso fino alla profondità per la quale sono significativi gli incrementi di tensione indotti dai carichi.

Tempo a cui si calcola il cedimento 3 aa

N°	H	γ	r_p	K_{rp}	E_{ed}
	m	t/mc	kg/cmq		kg/cmq
1	0.50	2.05	2.00	3	6.00
2	10.00	2.11	4.00	3	12.00

Si riportano di seguito i risultati ottenuti.

Profondità fondazione D_f	1.00 m
Carico totale q_{tot}	0.20 kg/cmq
Profondità di influenza H	2.44 m
C1	0.482
C2	1.295
I_{max}	0.728
Z_{max}	1.360 m
Tensione effettiva piano di posa σ_{eff}	0.21 kg/cmq
Tensione effettiva a z_{max} $\sigma_{z_{max}}$	0.28 kg/cmq
Cedimento W	5 mm

Travata 9001-(3+4)-VII-3

La fondazione è composta da elementi rettangolari, la falda è assente.

Geometria fondazione

Tratto	B	L
	m	m
1	0.50	1.20

Parametri geotecnici

D	ε	ω	ϕ	c	G	γ_1	γ
m	°	°	°	kg/cmq	kg/cmq	t/mc	t/mc
1.00	0.00	0.00	30.00	0.00	154.00	1.80	2.00

Carichi distribuiti

Carico	Xq	Lq	Eq	Qv ₁	Qv ₂	Qh ₁	Qh ₂
	m	m	m	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m
1	0.00	1.20	0.00	1000.00	1000.00	-0.00	0.00

Carichi concentrati

Forza	XF	EF	Fv	Fh
	m	m	kg	kg
1	0.23	0.00	1001	513
2	1.08	0.00	-378	173

Carico limite

La fondazione data è equivalente a una fondazione rettangolare di dimensioni B=0.50 m ed L=0.59 m. Si riportano di seguito i coefficienti correttivi.

N _q	N _c	N _γ
18.401	30.140	22.400
α_q	α_c	α_γ
1.000	1.000	1.000
β_q	β_c	β_γ
1.000	1.000	1.000
ξ_q	ξ_c	ξ_γ
0.483	0.453	0.301
ψ_q	ψ_c	ψ_γ
1.000	1.000	1.000
ζ_q	ζ_c	ζ_γ
1.485	1.513	0.664
z _q	z _c	z _γ
1.000	1.000	0.898
N' _q	N' _c	N' _γ
13.189	20.651	4.018

Di seguito si riporta una sintesi dei valori utilizzati per effettuare la verifica della fondazione.

Coeff. sismico Kh	0.122
Indice di rigidità critica Ir _{crit}	78.833
Indice di rigidità Ir	1159.721
Azione verticale sollecitante V	1823 kg
Azione orizzontale sollecitante H	686 kg
Eccentricità lungo B eb	0.00 m
Eccentricità lungo L el	0.15 m
Carico limite verticale di calcolo Q _{lim}	2.57 kg/cmq
Carico limite verticale di progetto Qd	1.12 kg/cmq
Coefficiente di sicurezza γ _v	2.300

Carico limite orizzontale di calcolo H_{lim} 1053 kg

Carico limite orizzontale di progetto Hd 957 kg
 Coefficiente di sicurezza γ_h 1.100
 V=1823 kg $\leq$ Vd=3329 kg
 H=686 kg $\leq$ Hd=957 kg
VERIFICATO
VERIFICATO

Tensioni indotte sul terreno

Le tensioni sono riferite ai vertici dei tratti della fondazione posti in un riferimento XY con X coincidente con l'asse dei tratti ed origine nel primo tratto. I tratti sono considerati consecutivamente uno dopo l'altro in direzione X.

X	Y	σ
m	m	kg/cm ²
0.00	0.25	0.82
1.20	0.25	0.00
0.00	-0.25	0.82
1.20	-0.25	0.00

Il volume di terreno influenzato dalla costruzione è tale che il substrato rigido non influenza il comportamento della fondazione, pertanto l'ultimo strato viene esteso fino alla profondità per la quale sono significativi gli incrementi di tensione indotti dai carichi.

Tempo a cui si calcola il cedimento 3 aa

N°	H	γ	r_p	K_{rp}	E_{ed}
	m	t/mc	kg/cm ²		kg/cm ²
1	0.50	2.05	2.00	3	6.00
2	10.00	2.11	4.00	3	12.00

Si riportano di seguito i risultati ottenuti.

Profondità fondazione Df 1.00 m
 Carico totale q_{tot} 0.20 kg/cm²
 Profondità di influenza H 2.44 m
 C1 0.482
 C2 1.295
 Imax 0.584
 Zmax 1.360 m
 Tensione effettiva piano di posa σ_{eff} 0.21 kg/cm²
 Tensione effettiva a zmax σ_{zmax} 0.28 kg/cm²
 Cedimento W 5 mm

Riepilogo risultati del calcolo

Elm.	Combinazione	V	Vd	CsV (>2.30)	H	Hd	CsH (>1.10)	Qd	qe	W
		kg	kg		kg	kg		kg/cm ²	kg/cm ²	mm
9001	2	2104	5027	5.49	640	1105	1.90	1.22	0.14	2
	(3+4)-I-1	1821	7110	8.98	419	956	2.51	1.36	0.10	-1
	(3+4)-I-2	1770	7139	9.28	402	929	2.54	1.37	0.09	-1
	(3+4)-I-3	1823	3325	4.19	688	957	1.53	1.11	0.20	5
	(3+4)-I-4	1773	3306	4.29	661	930	1.55	1.14	0.20	5
	(3+4)-II-1	1881	5534	6.77	538	987	2.02	1.23	0.11	0
	(3+4)-II-2	1712	5565	7.48	468	899	2.11	1.28	0.08	-2
	(3+4)-II-3	1882	4422	5.41	623	988	1.74	1.15	0.12	1
	(3+4)-II-4	1713	4405	5.92	543	899	1.82	1.22	0.11	0
	(3+4)-III-1	1821	7120	8.99	418	956	2.52	1.36	0.10	-1
	(3+4)-III-2	1770	7128	9.26	403	929	2.54	1.37	0.09	-1

Elm.	Combinazione	V	Vd	CsV (>2.30)	H	Hd	CsH (>1.10)	Qd	qe	W
	(3+4)-III-3	1823	3331	4.20	687	957	1.53	1.12	0.20	5
	(3+4)-III-4	1773	3301	4.28	662	930	1.55	1.14	0.20	5
	(3+4)-IV-1	1881	5564	6.80	534	987	2.03	1.24	0.11	0
	(3+4)-IV-2	1712	5537	7.44	472	899	2.09	1.28	0.08	-2
	(3+4)-IV-3	1882	4447	5.44	619	988	1.76	1.16	0.12	1
	(3+4)-IV-4	1713	4382	5.88	546	899	1.81	1.21	0.11	0
	(3+4)-V-1	1821	7110	8.98	420	956	2.50	1.36	0.10	-1
	(3+4)-V-2	1770	7140	9.28	403	929	2.54	1.37	0.09	-1
	(3+4)-V-3	1823	3323	4.19	688	957	1.53	1.12	0.20	5
	(3+4)-V-4	1773	3304	4.29	660	930	1.55	1.14	0.20	5
	(3+4)-VI-1	1881	5535	6.77	539	987	2.02	1.23	0.11	0
	(3+4)-VI-2	1712	5565	7.48	469	899	2.11	1.28	0.08	-2
	(3+4)-VI-3	1882	4422	5.41	623	988	1.74	1.15	0.12	1
	(3+4)-VI-4	1713	4404	5.91	542	899	1.82	1.22	0.11	0
	(3+4)-VII-1	1821	7121	9.00	419	956	2.51	1.36	0.10	-1
	(3+4)-VII-2	1770	7129	9.26	404	929	2.53	1.37	0.09	-1
	(3+4)-VII-3	1823	3329	4.20	686	957	1.53	1.12	0.20	5
	(3+4)-VII-4	1773	3299	4.28	661	930	1.55	1.14	0.20	5
	(3+4)-VIII-1	1881	5564	6.80	534	987	2.03	1.24	0.11	0
	(3+4)-VIII-2	1712	5537	7.44	473	898	2.09	1.28	0.08	-2
	(3+4)-VIII-3	1882	4447	5.44	618	988	1.76	1.16	0.12	1
	(3+4)-VIII-4	1713	4381	5.88	546	899	1.81	1.21	0.11	0
9002	2	2104	5027	5.49	640	1105	1.90	1.22	0.14	2
	(3+4)-I-1	1777	7007	9.07	409	933	2.51	1.37	0.09	-1
	(3+4)-I-2	1816	7080	8.97	412	953	2.54	1.38	0.09	-1
	(3+4)-I-3	1778	3324	4.30	671	933	1.53	1.11	0.19	5
	(3+4)-I-4	1817	3412	4.32	677	954	1.55	1.12	0.19	5
	(3+4)-II-1	1731	5393	7.17	496	909	2.02	1.24	0.08	-1
	(3+4)-II-2	1862	5671	7.00	510	977	2.11	1.27	0.10	-0
	(3+4)-II-3	1731	4291	5.70	573	909	1.74	1.17	0.11	0
	(3+4)-II-4	1862	4583	5.66	590	978	1.82	1.19	0.12	1
	(3+4)-III-1	1777	7018	9.08	408	933	2.52	1.37	0.09	-1
	(3+4)-III-2	1816	7069	8.95	413	953	2.54	1.37	0.09	-1
	(3+4)-III-3	1778	3330	4.31	670	933	1.53	1.12	0.19	5
	(3+4)-III-4	1817	3406	4.31	678	954	1.55	1.12	0.19	5
	(3+4)-IV-1	1731	5423	7.21	492	909	2.03	1.25	0.08	-1
	(3+4)-IV-2	1862	5641	6.97	514	977	2.09	1.27	0.10	-0
	(3+4)-IV-3	1731	4315	5.73	569	909	1.76	1.18	0.11	0
	(3+4)-IV-4	1862	4558	5.63	594	977	1.81	1.19	0.12	1
	(3+4)-V-1	1777	6987	9.04	410	933	2.50	1.37	0.09	-1
	(3+4)-V-2	1816	7060	8.94	413	953	2.54	1.38	0.09	-1
	(3+4)-V-3	1777	3336	4.32	670	933	1.53	1.11	0.19	5
	(3+4)-V-4	1817	3424	4.33	676	954	1.55	1.12	0.19	5
	(3+4)-VI-1	1731	5388	7.16	496	909	2.02	1.24	0.08	-1
	(3+4)-VI-2	1862	5666	7.00	510	977	2.11	1.27	0.10	-0
	(3+4)-VI-3	1731	4295	5.71	573	909	1.74	1.17	0.11	0
	(3+4)-VI-4	1862	4587	5.66	590	977	1.82	1.20	0.12	1
	(3+4)-VII-1	1777	6998	9.06	409	933	2.51	1.37	0.09	-1
	(3+4)-VII-2	1816	7049	8.93	414	953	2.53	1.37	0.09	-1
	(3+4)-VII-3	1777	3342	4.32	669	933	1.53	1.12	0.19	5
	(3+4)-VII-4	1817	3418	4.33	677	954	1.55	1.12	0.19	5
	(3+4)-VIII-1	1731	5418	7.20	492	909	2.03	1.25	0.08	-1
	(3+4)-VIII-2	1862	5636	6.96	514	977	2.09	1.27	0.10	-0
	(3+4)-VIII-3	1731	4320	5.74	569	909	1.76	1.18	0.11	0
	(3+4)-VIII-4	1862	4562	5.63	594	977	1.81	1.19	0.12	1
Minimi coeff. sic.										
9001	(3+4)-V-3			4.19						
9001	(3+4)-I-3						1.53			

Wmax=5 mm
Wmin=-2 mm

Verifica a scorrimento globale delle fondazione

Combinazione	Combinazione di verifica
N	Sforzo normale
Hd	Azione orizzontale depurata dalle azioni assorbite da pali e plinti su pali
R	Resistenza allo scorrimento $R=A*c+N*tg(\phi)$
CS	R/Hd
CSd	Coefficiente di sicurezza di progetto

Area delle strutture di fondazione a contatto con il terreno **A=13.2000 m²**

Combinazione	N kg	Hd kg	R kg	CS.	CSd	ver
2	46345	14084	26757	1.90	1.10	Si
(3+4)-I-1	39370	9061	22730	2.51	1.10	Si
(3+4)-I-2	39811	9035	22985	2.54	1.10	Si
(3+4)-I-3	39409	14879	22753	1.53	1.10	Si
(3+4)-I-4	39850	14853	23007	1.55	1.10	Si
(3+4)-II-1	38869	11135	22441	2.02	1.10	Si
(3+4)-II-2	40339	11047	23290	2.11	1.10	Si
(3+4)-II-3	38881	12880	22448	1.74	1.10	Si
(3+4)-II-4	40351	12791	23297	1.82	1.10	Si
(3+4)-III-1	39370	9034	22730	2.52	1.10	Si
(3+4)-III-2	39811	9062	22985	2.54	1.10	Si
(3+4)-III-3	39409	14852	22753	1.53	1.10	Si
(3+4)-III-4	39850	14880	23007	1.55	1.10	Si
(3+4)-IV-1	38870	11046	22442	2.03	1.10	Si
(3+4)-IV-2	40338	11137	23289	2.09	1.10	Si
(3+4)-IV-3	38881	12790	22448	1.76	1.10	Si
(3+4)-IV-4	40350	12882	23296	1.81	1.10	Si
(3+4)-V-1	39370	9080	22730	2.50	1.10	Si
(3+4)-V-2	39811	9054	22985	2.54	1.10	Si
(3+4)-V-3	39409	14860	22753	1.53	1.10	Si
(3+4)-V-4	39850	14834	23007	1.55	1.10	Si
(3+4)-VI-1	38869	11141	22441	2.01	1.10	Si
(3+4)-VI-2	40339	11052	23290	2.11	1.10	Si
(3+4)-VI-3	38881	12874	22448	1.74	1.10	Si
(3+4)-VI-4	40351	12785	23297	1.82	1.10	Si
(3+4)-VII-1	39370	9053	22730	2.51	1.10	Si
(3+4)-VII-2	39811	9081	22985	2.53	1.10	Si
(3+4)-VII-3	39409	14833	22753	1.53	1.10	Si
(3+4)-VII-4	39850	14861	23007	1.55	1.10	Si
(3+4)-VIII-1	38870	11051	22441	2.03	1.10	Si
(3+4)-VIII-2	40338	11143	23289	2.09	1.10	Si
(3+4)-VIII-3	38881	12784	22448	1.76	1.10	Si
(3+4)-VIII-4	40350	12876	23296	1.81	1.10	Si

R.F- Relazione sulle fondazioni

Tutti i manufatti che compongono il canale fagotore in c.a. sono previste con fondazioni a platea e dove è necessario raggiungere strati di terreno di adeguate caratteristiche meccanica, anche con sottofondazioni a travi, che permettono un efficace posizionamento del manufatto.

Le fondazioni dei manufatti previsti saranno tutti impostati a quota tale da superare lo strato di terreno più superficiale per metterle al sicuro dal dilavamento delle acque e trovare uno strato con migliori caratteristiche meccaniche.

Il progettista
(ing. D. Macrì)