



**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.	TOMBINO IN C.A. MARCHESE-GIACCO - TIPOLOGIA 01 - TRATTO NR.1 - RELAZIONE	
4.1.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 (CZ)

Titolo del progetto: INTERVENTI DI SISTEMAZIONE DELLE PENDICI
SOVRASTANTI IL CENTRO STORICO DEL COMUNE DI
CARDINALE – CODICE CZ042A/10 - CUP
J15D2000330001

Committente: COMMISSARIO DI GOVERNO PER IL
CONTRASTO AL DISSESTO IDROGEOLOGICO
DELLA CALABRIA

Opera: TOMBINI SCATOLARI IN C.A.

Data:

Progettista:

Ing. Domenico Macrì

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	-	-	-

Simbologia carico limite fondazione rettangolare:

- B Base
 L Lunghezza
 e_b Eccentricità secondo B
 e_l Eccentricità secondo L
 D Profondità del piano di posa
 F_v Componente ortogonale dell'azione sulla fondazione
 F_h Componente tangenziale dell'azione sulla fondazione
 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
 H_f Profondità della falda
 W_0 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

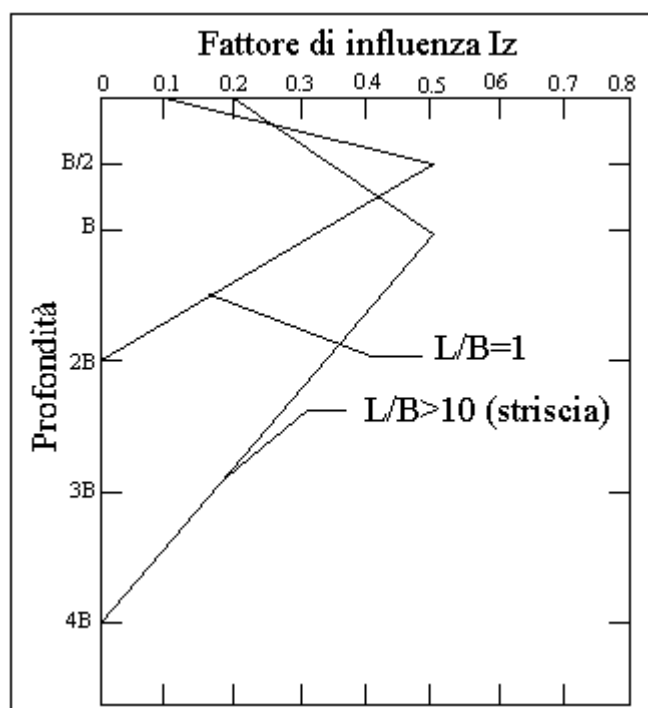
H Spessore dello strato
 D_f Profondità della fondazione rispetto allo scavo del cassone della struttura
 γ Peso specifico del terreno dello strato
 γ_{Sat} Peso specifico del terreno saturo dello strato
 r_p Resistenza alla punta CPT
 k_{rp} Coefficiente di correlazione tra il modulo elastico e la resistenza 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 $1 - 0.5\sigma'_v/q$ con σ'_v tensione litostatica effettiva alla quota del piano di posa
 C_2 $1 + 0.2\log_{10}(t/0.1)$ 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

Platea 1-2

Dati della fondazione rettangolare

La falda è assente.

Base B	2.30 m
Lunghezza L	18.00 m
Eccentricità eb	0.00 m
Eccentricità el	0.05 m
Forza Fv	514104 kg
Forza Fh	0 kg

Parametri geotecnici

D	ε	ω	ϕ	c	G	γ_1	γ
m	°	°	°	kg/cmq	kg/cmq	t/mc	t/mc
3.00	0.00	0.00	36.00	0.00	154.00	2.05	2.10

Carico limite

La fondazione data è equivalente a una fondazione rettangolare di dimensioni B=2.30 m ed L=17.90 m. Si riportano di seguito i coefficienti correttivi.

N_q	N_c	N_γ
37.752	50.585	56.310
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
1.000	1.000	1.000
ψ_q	ψ_c	ψ_γ
0.925	0.922	0.925
ζ_q	ζ_c	ζ_γ
1.093	1.096	0.949
z_q	z_c	z_γ
1.000	1.000	1.000
N'_q	N'_c	N'_γ
38.164	51.103	49.386

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

Indice di rigidezza critico $I_{r_{crit}}$	290.027
Indice di rigidezza I_r	247.476
Azione verticale sollecitante V	514104 kg
Azione orizzontale sollecitante H	0 kg
Eccentricità lungo B eb	0.00 m
Eccentricità lungo L el	0.05 m
Carico limite verticale di calcolo Q_{lim}	35.40 kg/cmq
Carico limite verticale di progetto Q_d	15.39 kg/cmq
Coefficiente di sicurezza γ_v	2.300

Carico limite orizzontale di calcolo H_{lim}	373519 kg
Carico limite orizzontale di progetto H_d	339562 kg
Coefficiente di sicurezza γ_h	1.100

V=514104 kg ≤ Vd=6335316 kg
H=0 kg ≤ Hd=339562 kg

VERIFICATO
VERIFICATO

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 3.00 m
Carico totale q_{tot} 0.61 kg/cm²
Profondità di influenza H 11.61 m
C1 0.485
C2 1.295
Imax 0.575
Zmax 5.153 m
Tensione effettiva piano di posa σ_{eff} 0.63 kg/cm²
Tensione effettiva a zmax σ_{zmax} 1.08 kg/cm²
Cedimento W 91 mm

Platea 1-(3+4)-I-2

Dati della fondazione rettangolare

La falda è assente.

Base B 2.30 m
Lunghezza L 18.00 m
Eccentricità eb 0.91 m
Eccentricità el 0.12 m
Forza Fv 373974 kg
Forza Fh 65548 kg

Parametri geotecnici

D	ε	ω	ϕ	c	G	γ_1	γ
m	°	°	°	kg/cm ²	kg/cm ²	t/mc	t/mc
3.00	0.00	0.00	36.00	0.00	154.00	2.05	2.10

Carico limite

La fondazione data è equivalente a una fondazione rettangolare di dimensioni B=0.48 m ed L=17.76 m. Si riportano di seguito i coefficienti correttivi.

N_q	N_c	N_γ
37.752	50.585	56.310
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
0.684	0.675	0.564
ψ_q	ψ_c	ψ_γ
1.000	1.000	1.000
ζ_q	ζ_c	ζ_γ

1.019	1.020	0.989
zq	zc	zg
1.000	1.000	0.920
N' _q	N' _c	N' _γ
26.310	34.827	28.903

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

Coeff. sismico Kh	0.122
Indice di rigidezza critico I _{crit}	317.291
Indice di rigidezza Ir	318.772
Azione verticale sollecitante V	373974 kg
Azione orizzontale sollecitante H	65548 kg
Eccentricità lungo B eb	0.91 m
Eccentricità lungo L el	0.12 m
Carico limite verticale di calcolo Q _{lim}	17.62 kg/cm ²
Carico limite verticale di progetto Qd	7.66 kg/cm ²
Coefficiente di sicurezza γ _v	2.300

Carico limite orizzontale di calcolo H _{lim}	271708 kg
Carico limite orizzontale di progetto Hd	247007 kg
Coefficiente di sicurezza γ _h	1.100
V=373974 kg ≤ Vd=647253 kg	VERIFICATO
H=65548 kg ≤ Hd=247007 kg	VERIFICATO

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 D _f	3.00 m
Carico totale q _{tot}	0.27 kg/cm ²
Profondità di influenza H	11.61 m
C1	-0.152
C2	1.295
Imax	0.550
Zmax	5.153 m
Tensione effettiva piano di posa σ _{eff}	0.63 kg/cm ²
Tensione effettiva a zmax σ _{zmax}	1.08 kg/cm ²
Cedimento W	-12 mm

Platea 1-(3+4)-VII-1

Dati della fondazione rettangolare

La falda è assente.

Base B	2.30 m
Lunghezza L	18.00 m
Eccentricità eb	0.93 m
Eccentricità el	0.29 m
Forza Fv	375479 kg
Forza Fh	64451 kg

Parametri geotecnici

D	ε	ω	ϕ	c	G	γ_1	γ
m	°	°	°	kg/cmq	kg/cmq	t/mc	t/mc
3.00	0.00	0.00	36.00	0.00	154.00	2.05	2.10

Carico limite

La fondazione data è equivalente a una fondazione rettangolare di dimensioni B=0.45 m ed L=17.42 m. Si riportano di seguito i coefficienti correttivi.

N_q	N_c	N_γ
37.752	50.585	56.310
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
0.689	0.681	0.571
ψ_q	ψ_c	ψ_γ
1.000	1.000	1.000
ζ_q	ζ_c	ζ_γ
1.019	1.019	0.990
z_q	z_c	z_γ
1.000	1.000	0.920
N'_q	N'_c	N'_γ
26.510	35.103	29.290

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 $I_{r_{crit}}$	317.627
Indice di rigidezza I_r	320.296
Azione verticale sollecitante V	375479 kg
Azione orizzontale sollecitante H	64451 kg
Eccentricità lungo B e_b	0.93 m
Eccentricità lungo L e_l	0.29 m
Carico limite verticale di calcolo Q_{lim}	17.67 kg/cmq
Carico limite verticale di progetto Q_d	7.68 kg/cmq
Coefficiente di sicurezza γ_v	2.300

Carico limite orizzontale di calcolo H_{lim}	272801 kg
Carico limite orizzontale di progetto H_d	248001 kg
Coefficiente di sicurezza γ_h	1.100
$V=375479 \text{ kg} \leq V_d=596122 \text{ kg}$	VERIFICATO
$H=64451 \text{ kg} \leq H_d=248001 \text{ kg}$	VERIFICATO

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 3.00 m

Carico totale q_{tot} 0.28 kg/cmq
 Profondità di influenza H 11.61 m
 C1 -0.137
 C2 1.295
 Imax 0.551
 Zmax 5.153 m
 Tensione effettiva piano di posa σ_{eff} 0.63 kg/cmq
 Tensione effettiva a z_{max} σ_{zmax} 1.08 kg/cmq
 Cedimento W -11 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/cmq	kg/cmq	mm
1	2	514104	6335316	28.34	0	339562	>100	15.39	0.61	91
	(3+4)-I-1	375479	647566	3.97	65483	248001	4.17	7.70	0.28	-11
	(3+4)-I-2	373974	647253	3.98	65548	247007	4.15	7.66	0.27	-12
	(3+4)-I-3	375491	646861	3.96	65548	248010	4.16	7.69	0.28	-11
	(3+4)-I-4	373987	648028	3.99	65483	247016	4.15	7.67	0.27	-12
	(3+4)-II-1	377239	3136963	19.13	43037	249164	6.37	10.84	0.28	-10
	(3+4)-II-2	372223	3160974	19.53	43136	245851	6.27	10.76	0.27	-14
	(3+4)-II-3	377243	3132686	19.10	43136	249166	6.35	10.83	0.28	-10
	(3+4)-II-4	372227	3165199	19.56	43037	245853	6.28	10.77	0.27	-14
	(3+4)-III-1	375479	646842	3.96	65549	248001	4.16	7.69	0.28	-11
	(3+4)-III-2	373974	647986	3.99	65482	247007	4.15	7.67	0.27	-12
	(3+4)-III-3	375491	647585	3.97	65482	248010	4.17	7.70	0.28	-11
	(3+4)-III-4	373987	647295	3.98	65549	247016	4.15	7.66	0.27	-12
	(3+4)-IV-1	377239	3132763	19.10	43138	249164	6.35	10.83	0.28	-10
	(3+4)-IV-2	372223	3165258	19.56	43036	245851	6.28	10.77	0.27	-14
	(3+4)-IV-3	377243	3136864	19.13	43036	249166	6.37	10.84	0.28	-10
	(3+4)-IV-4	372227	3160893	19.53	43138	245853	6.27	10.76	0.27	-14
	(3+4)-V-1	375479	596819	3.66	64385	248001	4.24	7.69	0.28	-11
	(3+4)-V-2	373974	595536	3.66	64451	247007	4.22	7.66	0.27	-12
	(3+4)-V-3	375492	596144	3.65	64451	248010	4.23	7.68	0.28	-11
	(3+4)-V-4	373987	596286	3.67	64385	247016	4.22	7.66	0.27	-12
	(3+4)-VI-1	377239	3115395	18.99	42888	249164	6.39	10.83	0.28	-10
	(3+4)-VI-2	372223	3138909	19.40	42986	245851	6.29	10.75	0.27	-14
	(3+4)-VI-3	377243	3111160	18.97	42986	249166	6.38	10.82	0.28	-10
	(3+4)-VI-4	372227	3143091	19.42	42888	245853	6.31	10.76	0.27	-14
	(3+4)-VII-1	375479	596122	3.65	64451	248001	4.23	7.68	0.28	-11
	(3+4)-VII-2	373974	596241	3.67	64385	247007	4.22	7.66	0.27	-12
	(3+4)-VII-3	375492	596841	3.66	64385	248010	4.24	7.69	0.28	-11
	(3+4)-VII-4	373987	595581	3.66	64451	247016	4.22	7.66	0.27	-12
	(3+4)-VIII-1	377239	3111240	18.97	42988	249164	6.38	10.82	0.28	-10
	(3+4)-VIII-2	372223	3143145	19.42	42888	245851	6.31	10.76	0.27	-14
	(3+4)-VIII-3	377243	3115293	18.99	42888	249166	6.39	10.83	0.28	-10
	(3+4)-VIII-4	372227	3138833	19.39	42988	245853	6.29	10.75	0.27	-14
Minimi coeff. sic.										
1	(3+4)-VII-1			3.65						
1	(3+4)-I-2						4.15			

Wmax=91 mm

Wmin=-14 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=41.4000 m²**

Combinazione	N	Hd	R	CS.	CSd	ver
	kg	kg	kg			
2	514104	0	373519	--	1.10	Si
(3+4)-I-1	375479	65483	272802	4.17	1.10	Si
(3+4)-I-2	373974	65548	271708	4.15	1.10	Si
(3+4)-I-3	375491	65548	272810	4.16	1.10	Si
(3+4)-I-4	373987	65483	271717	4.15	1.10	Si
(3+4)-II-1	377239	43037	274080	6.37	1.10	Si
(3+4)-II-2	372223	43136	270436	6.27	1.10	Si
(3+4)-II-3	377243	43136	274083	6.35	1.10	Si
(3+4)-II-4	372227	43037	270439	6.28	1.10	Si
(3+4)-III-1	375479	65549	272802	4.16	1.10	Si
(3+4)-III-2	373974	65482	271708	4.15	1.10	Si
(3+4)-III-3	375491	65482	272810	4.17	1.10	Si
(3+4)-III-4	373987	65549	271717	4.15	1.10	Si
(3+4)-IV-1	377239	43138	274080	6.35	1.10	Si
(3+4)-IV-2	372223	43036	270436	6.28	1.10	Si
(3+4)-IV-3	377243	43036	274083	6.37	1.10	Si
(3+4)-IV-4	372227	43138	270439	6.27	1.10	Si
(3+4)-V-1	375479	64385	272801	4.24	1.10	Si
(3+4)-V-2	373974	64451	271708	4.22	1.10	Si
(3+4)-V-3	375492	64451	272811	4.23	1.10	Si
(3+4)-V-4	373987	64385	271717	4.22	1.10	Si
(3+4)-VI-1	377239	42888	274080	6.39	1.10	Si
(3+4)-VI-2	372223	42986	270436	6.29	1.10	Si
(3+4)-VI-3	377243	42986	274083	6.38	1.10	Si
(3+4)-VI-4	372227	42888	270439	6.31	1.10	Si
(3+4)-VII-1	375479	64451	272801	4.23	1.10	Si
(3+4)-VII-2	373974	64385	271708	4.22	1.10	Si
(3+4)-VII-3	375492	64385	272811	4.24	1.10	Si
(3+4)-VII-4	373987	64451	271717	4.22	1.10	Si
(3+4)-VIII-1	377239	42988	274080	6.38	1.10	Si
(3+4)-VIII-2	372223	42888	270436	6.31	1.10	Si
(3+4)-VIII-3	377243	42888	274083	6.39	1.10	Si
(3+4)-VIII-4	372227	42988	270439	6.29	1.10	Si

R.F- Relazione sulle fondazioni

Tutti i manufatti che compongono il canale fagugatore 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)