



**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 04 -TRATTO NR. 4-5-6-9 -	
4.4.V	RELAZIONE 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 rigidità 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

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

- 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:

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

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
 $\gamma_{1\text{Sat}}$ 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

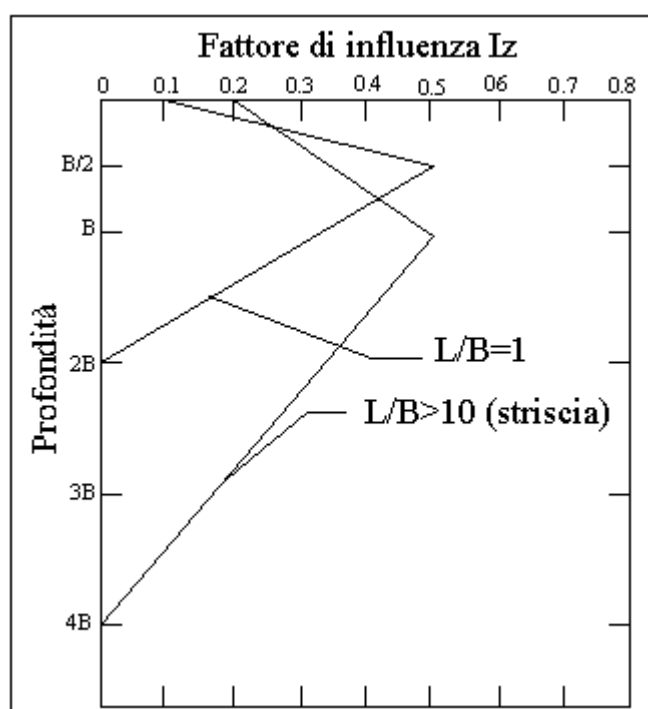
H Spessore dello strato
 D_f Profondità della fondazione rispetto allo scavo del cassone della struttura
 γ Peso specifico del terreno dello strato
 γ_{Sat} Peso specifico del terreno saturo dello strato
 r_p Resistenza alla punta CPT
 k_{rp} Coefficiente di correlazione tra il modulo elastico e la resistenza 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 profondità della falda è $H_f=1.00$ m e il peso specifico dell'acqua è $W_0=1.00$ t/mc.

Base B	2.60 m
Lunghezza L	21.00 m
Eccentricità eb	0.09 m
Eccentricità el	0.01 m
Forza Fv	286307 kg
Forza Fh	94673 kg

Parametri geotecnici

D	ε	ω	ϕ	c	G	γ_1	γ	γ_{1Sat}	γ_{Sat}
m	°	°	°	kg/cmq	kg/cmq	t/mc	t/mc	t/mc	t/mc
1.50	0.00	0.00	30.00	0.00	154.00	1.80	2.00	2.00	2.10

Carico limite

La fondazione data è equivalente a una fondazione rettangolare di dimensioni $B=2.43$ m ed $L=20.99$ 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
0.467	0.436	0.313
ψ_q	ψ_c	ψ_γ
1.000	1.000	1.000
ζ_q	ζ_c	ζ_γ
1.067	1.071	0.954
zq	zc	zg
1.000	1.000	1.000
N'_q	N'_c	N'_γ
9.168	14.082	6.678

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

Indice di rigidità critico I_{crit}	138.722
Indice di rigidità I_r	733.781
Azione verticale sollecitante V	286307 kg
Azione orizzontale sollecitante H	94673 kg
Eccentricità lungo B eb	0.09 m
Eccentricità lungo L el	0.01 m
Carico limite verticale di calcolo Q_{lim}	3.00 kg/cmq
Carico limite verticale di progetto Q_d	1.30 kg/cmq
Coefficiente di sicurezza γ_v	2.300

Carico limite orizzontale di calcolo H_{lim}	165299 kg
Carico limite orizzontale di progetto H_d	150272 kg

Coefficiente di sicurezza γ_h 1.100
 $V=286307 \text{ kg} \leq V_d=664571 \text{ kg}$ **VERIFICATO**
 $H=94673 \text{ kg} \leq H_d=150272 \text{ kg}$ **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	γ_{Sat}	r_p	K_{rp}	E_{ed}
	m	t/mc	t/mc	kg/cmq		kg/cmq
1	0.50	2.05	2.20	2.00	3	6.00
2	10.00	2.11	2.32	4.00	3	12.00

Si riportano di seguito i risultati ottenuti.

Profondità fondazione D_f 1.50 m
 Carico totale q_{tot} 0.25 kg/cmq
 Profondità di influenza H 11.26 m
 C1 0.453
 C2 1.295
 I_{max} 0.565
 Z_{max} 3.939 m
 Tensione effettiva piano di posa σ_{eff} 0.27 kg/cmq
 Tensione effettiva a z_{max} $\sigma_{z_{\text{max}}}$ 0.60 kg/cmq
 Cedimento W 39 mm

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

Dati della fondazione rettangolare

La profondità della falda è $H_f=1.00 \text{ m}$ e il peso specifico dell'acqua è $W_0=1.00 \text{ t/mc}$.

Base B 2.60 m
 Lunghezza L 21.00 m
 Eccentricità eb 0.43 m
 Eccentricità el 0.02 m
 Forza F_v 203258 kg
 Forza F_h 104207 kg

Parametri geotecnici

D	ε	ω	ϕ	c	G	γ_1	γ	$\gamma_{1\text{Sat}}$	γ_{Sat}
m	°	°	°	kg/cmq	kg/cmq	t/mc	t/mc	t/mc	t/mc
1.50	0.00	0.00	30.00	0.00	154.00	1.80	2.00	2.00	2.10

Carico limite

La fondazione data è equivalente a una fondazione rettangolare di dimensioni $B=1.73 \text{ m}$ ed $L=20.96 \text{ m}$. 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
0.251	0.208	0.122
ψ_q	ψ_c	ψ_γ

1.000	1.000	1.000
ζ_q	ζ_c	ζ_γ
1.048	1.051	0.967
z_q	z_c	z_g
1.000	1.000	0.898
N'_q	N'_c	N'_γ
4.837	6.581	2.379

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 $I_{r_{crit}}$	142.326
Indice di rigidezza I_r	819.666
Azione verticale sollecitante V	203258 kg
Azione orizzontale sollecitante H	104207 kg
Eccentricità lungo B e_b	0.43 m
Eccentricità lungo L e_l	0.02 m
Carico limite verticale di calcolo Q_{lim}	1.34 kg/cmq
Carico limite verticale di progetto Q_d	0.58 kg/cmq
Coefficiente di sicurezza γ_v	2.300

Carico limite orizzontale di calcolo H_{lim}	117351 kg
Carico limite orizzontale di progetto H_d	106683 kg
Coefficiente di sicurezza γ_h	1.100
$V=203258 \text{ kg} \leq V_d=211818 \text{ kg}$	VERIFICATO
$H=104207 \text{ kg} \leq H_d=106683 \text{ kg}$	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	γ_{Sat}	r_p	K_{rp}	E_{ed}
	m	t/mc	t/mc	kg/cmq		kg/cmq
1	0.50	2.05	2.20	2.00	3	6.00
2	10.00	2.11	2.32	4.00	3	12.00

Si riportano di seguito i risultati ottenuti.

Profondità fondazione D_f	1.50 m
Carico totale q_{tot}	0.10 kg/cmq
Profondità di influenza H	11.26 m
C_1	-0.394
C_2	1.295
I_{max}	0.541
Z_{max}	3.939 m
Tensione effettiva piano di posa σ_{eff}	0.27 kg/cmq
Tensione effettiva a z_{max} $\sigma_{z_{max}}$	0.60 kg/cmq
Cedimento W	-13 mm

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

Dati della fondazione rettangolare

La profondità della falda è $H_f=1.00 \text{ m}$ e il peso specifico dell'acqua è $W_0=1.00 \text{ t/mc}$.

Base B	2.60 m
Lunghezza L	21.00 m
Eccentricità e_b	0.44 m

Eccentricità el 0.04 m
Forza Fv 202632 kg
Forza Fh 103826 kg

Parametri geotecnici

D	ε	ω	ϕ	C	G	γ_1	γ	γ_{1Sat}	γ_{Sat}
m	°	°	°	kg/cmq	kg/cmq	t/mc	t/mc	t/mc	t/mc
1.50	0.00	0.00	30.00	0.00	154.00	1.80	2.00	2.00	2.10

Carico limite

La fondazione data è equivalente a una fondazione rettangolare di dimensioni B=1.73 m ed L=20.91 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_{sq}	ξ_{sc}	$\xi_{s\gamma}$
0.251	0.208	0.122
ψ_{sq}	ψ_{sc}	$\psi_{s\gamma}$
1.000	1.000	1.000
ζ_q	ζ_c	ζ_γ
1.048	1.050	0.967
z_q	z_c	z_γ
1.000	1.000	0.898
N'_q	N'_c	N'_γ
4.843	6.590	2.383

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 $I_{r_{crit}}$ 142.331
Indice di rigidezza I_r 820.382
Azione verticale sollecitante V 202632 kg
Azione orizzontale sollecitante H 103826 kg
Eccentricità lungo B eb 0.44 m
Eccentricità lungo L el 0.04 m
Carico limite verticale di calcolo Q_{lim} 1.34 kg/cmq
Carico limite verticale di progetto Q_d 0.58 kg/cmq
Coefficiente di sicurezza γ_v 2.300

Carico limite orizzontale di calcolo H_{lim} 116990 kg
Carico limite orizzontale di progetto H_d 106354 kg
Coefficiente di sicurezza γ_h 1.100
V=202632 kg $\leq$ Vd=210850 kg **VERIFICATO**
H=103826 kg $\leq$ Hd=106354 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	γ_{Sat}	r_p	K_{rp}	E_{ed}
	m	t/mc	t/mc	kg/cmq		kg/cmq
1	0.50	2.05	2.20	2.00	3	6.00
2	10.00	2.11	2.32	4.00	3	12.00

Si riportano di seguito i risultati ottenuti.

Profondità fondazione Df 1.50 m
 Carico totale q_{tot} 0.10 kg/cmq
 Profondità di influenza H 11.26 m
 C1 -0.411
 C2 1.295
 Imax 0.540
 Zmax 3.939 m
 Tensione effettiva piano di posa σ_{eff} 0.27 kg/cmq
 Tensione effettiva a z_{max} σ_{zmax} 0.60 kg/cmq
 Cedimento W -13 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	286307	664571	5.34	94673	150272	1.75	1.30	0.25	39
	(3+4)-I-1	225879	783975	7.98	55042	118556	2.37	1.62	0.14	1
	(3+4)-I-2	225322	788582	8.05	54622	118263	2.38	1.63	0.14	1
	(3+4)-I-3	203258	211818	2.40	104207	106683	1.13	0.58	0.10	-13
	(3+4)-I-4	202701	211667	2.40	103726	106390	1.13	0.58	0.10	-13
	(3+4)-II-1	218611	667440	7.02	73063	114741	1.73	1.27	0.13	-4
	(3+4)-II-2	216755	674348	7.16	71566	113767	1.75	1.28	0.12	-5
	(3+4)-II-3	211825	416344	4.52	87784	111179	1.39	0.91	0.11	-8
	(3+4)-II-4	209968	418777	4.59	86229	110205	1.41	0.93	0.11	-9
	(3+4)-III-1	225947	784940	7.99	54916	118592	2.38	1.63	0.14	1
	(3+4)-III-2	225254	788139	8.05	54696	118228	2.38	1.63	0.14	1
	(3+4)-III-3	203326	212759	2.41	104080	106718	1.13	0.58	0.10	-13
	(3+4)-III-4	202632	210850	2.39	103826	106354	1.13	0.58	0.10	-13
	(3+4)-IV-1	218839	673954	7.08	72490	114861	1.74	1.28	0.13	-3
	(3+4)-IV-2	216527	670760	7.12	71700	113647	1.74	1.28	0.12	-5
	(3+4)-IV-3	212052	421147	4.57	87235	111299	1.40	0.93	0.11	-8
	(3+4)-IV-4	209741	415669	4.56	86413	110085	1.40	0.92	0.11	-9
	(3+4)-V-1	225819	785168	8.00	55089	118524	2.37	1.62	0.14	1
	(3+4)-V-2	225262	786932	8.03	54691	118232	2.38	1.63	0.14	1
	(3+4)-V-3	203318	212315	2.40	104161	106714	1.13	0.58	0.10	-13
	(3+4)-V-4	202761	212982	2.42	103668	106422	1.13	0.59	0.10	-13
	(3+4)-VI-1	218593	667869	7.03	73071	114732	1.73	1.27	0.13	-4
	(3+4)-VI-2	216737	673042	7.14	71591	113757	1.75	1.28	0.12	-5
	(3+4)-VI-3	211843	416124	4.52	87774	111189	1.39	0.92	0.11	-8
	(3+4)-VI-4	209986	419657	4.60	86206	110214	1.41	0.93	0.11	-9
	(3+4)-VII-1	225887	786576	8.01	54968	118560	2.37	1.62	0.14	1
	(3+4)-VII-2	225194	786046	8.03	54760	118196	2.37	1.63	0.14	0
	(3+4)-VII-3	203386	213125	2.41	104031	106750	1.13	0.59	0.10	-13
	(3+4)-VII-4	202693	212292	2.41	103770	106386	1.13	0.58	0.10	-13
	(3+4)-VIII-1	218821	674353	7.09	72502	114851	1.74	1.28	0.13	-3
	(3+4)-VIII-2	216509	669494	7.11	71721	113638	1.74	1.28	0.12	-5
	(3+4)-VIII-3	212070	420944	4.57	87223	111308	1.40	0.93	0.11	-8
	(3+4)-VIII-4	209759	416523	4.57	86393	110095	1.40	0.92	0.11	-9
Minimi coeff. sic.										
1	(3+4)-III-4			2.39						
1	(3+4)-I-3						1.13			

Wmax=39 mm

Wmin=-13 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=69.0000 m²**

Combinazione	N	Hd	R	CS.	CSd	ver
	kg	kg	kg			
2	367515	94673	212185	2.24	1.10	Si
(3+4)-I-1	279494	55042	161366	2.93	1.10	Si
(3+4)-I-2	278830	54622	160983	2.95	1.10	Si
(3+4)-I-3	274143	104207	158277	1.52	1.10	Si
(3+4)-I-4	273479	103726	157893	1.52	1.10	Si
(3+4)-II-1	278396	73063	160732	2.20	1.10	Si
(3+4)-II-2	276183	71566	159454	2.23	1.10	Si
(3+4)-II-3	276791	87784	159805	1.82	1.10	Si
(3+4)-II-4	274578	86229	158527	1.84	1.10	Si
(3+4)-III-1	279585	54916	161418	2.94	1.10	Si
(3+4)-III-2	278740	54696	160930	2.94	1.10	Si
(3+4)-III-3	274234	104080	158329	1.52	1.10	Si
(3+4)-III-4	273389	103826	157841	1.52	1.10	Si
(3+4)-IV-1	278698	72490	160906	2.22	1.10	Si
(3+4)-IV-2	275881	71700	159280	2.22	1.10	Si
(3+4)-IV-3	277093	87235	159980	1.83	1.10	Si
(3+4)-IV-4	274276	86413	158353	1.83	1.10	Si
(3+4)-V-1	279458	55089	161345	2.93	1.10	Si
(3+4)-V-2	278794	54691	160962	2.94	1.10	Si
(3+4)-V-3	274180	104161	158298	1.52	1.10	Si
(3+4)-V-4	273516	103668	157914	1.52	1.10	Si
(3+4)-VI-1	278385	73071	160726	2.20	1.10	Si
(3+4)-VI-2	276172	71591	159448	2.23	1.10	Si
(3+4)-VI-3	276802	87774	159811	1.82	1.10	Si
(3+4)-VI-4	274589	86206	158534	1.84	1.10	Si
(3+4)-VII-1	279548	54968	161397	2.94	1.10	Si
(3+4)-VII-2	278703	54760	160909	2.94	1.10	Si
(3+4)-VII-3	274270	104031	158350	1.52	1.10	Si
(3+4)-VII-4	273425	103770	157862	1.52	1.10	Si
(3+4)-VIII-1	278687	72502	160900	2.22	1.10	Si
(3+4)-VIII-2	275870	71721	159274	2.22	1.10	Si
(3+4)-VIII-3	277104	87223	159986	1.83	1.10	Si
(3+4)-VIII-4	274286	86393	158359	1.83	1.10	Si

R.F- Relazione sulle fondazioni

Tutti i manufatti che compongono il canale fagatore 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. Macri)