



**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 05 -TRATTO NR.7-13 – RELAZIONE	
4.5.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

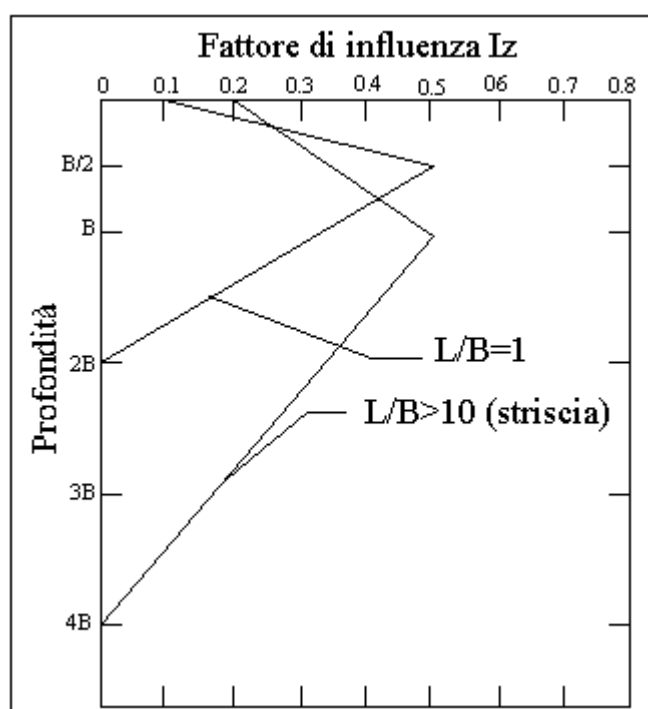
H Spessore dello strato
 D_f Profondità della fondazione rispetto allo scavo del cassone della struttura
 γ Peso specifico del terreno dello strato
 γ_{Sat} Peso specifico del terreno saturo dello strato
 r_p Resistenza alla punta CPT
 k_{rp} Coefficiente di correlazione tra il modulo elastico e la resistenza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

Base B 2.10 m
Lunghezza L 15.00 m
Eccentricità eb 0.01 m
Eccentricità el 0.15 m
Forza Fv 184703 kg
Forza Fh 0 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=2.08 m ed L=14.69 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
1.000	1.000	1.000
ψ_q	ψ_c	ψ_γ
1.000	1.000	1.000
ζ_q	ζ_c	ζ_γ
1.082	1.086	0.943
zq	zc	zg
1.000	1.000	1.000
N'_q	N'_c	N'_γ
19.905	32.745	21.131

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

Indice di rigidità critico I_{crit} 135.948
Indice di rigidità Ir 774.521
Azione verticale sollecitante V 184703 kg
Azione orizzontale sollecitante H 0 kg
Eccentricità lungo B eb 0.01 m
Eccentricità lungo L el 0.15 m
Carico limite verticale di calcolo Q_{lim} 7.00 kg/cmq
Carico limite verticale di progetto Q_d 3.04 kg/cmq
Coefficiente di sicurezza γ_v 2.300

Carico limite orizzontale di calcolo H_{lim} 106638 kg
Carico limite orizzontale di progetto H_d 96944 kg

Coefficiente di sicurezza γ_h 1.100
 $V=184703 \text{ kg} \leq V_d=929260 \text{ kg}$ **VERIFICATO**
 $H=0 \text{ kg} \leq H_d=96944 \text{ kg}$ **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} 0.31 kg/cmq
 Profondità di influenza H 9.31 m
 C_1 0.561
 C_2 1.295
 I_{max} 0.577
 Z_{max} 3.453 m
 Tensione effettiva piano di posa σ_{eff} 0.27 kg/cmq
 Tensione effettiva a z_{max} $\sigma_{z_{\text{max}}}$ 0.53 kg/cmq
 Cedimento W 49 mm

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

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 2.10 m
 Lunghezza L 15.00 m
 Eccentricità e_b 0.40 m
 Eccentricità e_l 0.14 m
 Forza F_v 151988 kg
 Forza F_h 19600 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 $B=1.31 \text{ m}$ ed $L=14.73 \text{ m}$. 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
0.767	0.754	0.668
ψ_q	ψ_c	ψ_γ

1.000	1.000	1.000
ζ_q	ζ_c	ζ_γ
1.051	1.054	0.964
z_q	z_c	z_g
1.000	1.000	0.898
N'_q	N'_c	N'_γ
14.844	23.956	12.970

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 $I_{r_{crit}}$	141.647
Indice di rigidezza I_r	883.237
Azione verticale sollecitante V	151988 kg
Azione orizzontale sollecitante H	19600 kg
Eccentricità lungo B e_b	0.40 m
Eccentricità lungo L e_l	0.14 m
Carico limite verticale di calcolo Q_{lim}	4.35 kg/cmq
Carico limite verticale di progetto Q_d	1.89 kg/cmq
Coefficiente di sicurezza γ_v	2.300

Carico limite orizzontale di calcolo H_{lim}	87750 kg
Carico limite orizzontale di progetto H_d	79773 kg
Coefficiente di sicurezza γ_h	1.100
$V=151988 \text{ kg} \leq V_d=364451 \text{ kg}$	VERIFICATO
$H=19600 \text{ kg} \leq H_d=79773 \text{ kg}$	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}	0.21 kg/cmq
Profondità di influenza H	9.31 m
C_1	0.343
C_2	1.295
I_{max}	0.563
Z_{max}	3.453 m
Tensione effettiva piano di posa σ_{eff}	0.27 kg/cmq
Tensione effettiva a z_{max} $\sigma_{z_{max}}$	0.53 kg/cmq
Cedimento W	20 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	184703	929260	11.57	0	96944	>100	3.04	0.31	49
	(3+4)-I-1	151988	364451	5.52	19600	79773	4.48	1.89	0.21	20
	(3+4)-I-3	152233	377588	5.70	19600	79902	4.48	1.90	0.21	20

Elm.	Combinazione	V	Vd	CsV (>2.30)	H	Hd	CsH (>1.10)	Qd	qe	W
	(3+4)-II-1	153357	796370	11.94	8944	80491	9.90	2.57	0.21	21
	(3+4)-II-2	150864	781002	11.91	8944	79183	9.74	2.57	0.20	19
Minimi coeff. sic.										
1	(3+4)-I-1			5.52						
1	(3+4)-I-1						4.48			

Wmax=49 mm

Wmin=19 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=31.5000 m²**

Combinazione	N	Hd	R	CS.	CSd	ver
	kg	kg	kg			
2	184703	0	106638	--	1.10	Si
(3+4)-I-1	151988	19600	87750	4.48	1.10	Si
(3+4)-I-3	152233	19600	87892	4.48	1.10	Si
(3+4)-II-1	153357	8944	88541	9.90	1.10	Si
(3+4)-II-2	150864	8944	87101	9.74	1.10	Si

R.F- Relazione sulle fondazioni

Tutti i manufatti che compongono il canale fuggatore 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)