



CITTÀ DI LUCCA

Settore Dipartimentale 5 - Lavori Pubblici e Traffico

U.O. 5.4 - Strade - Progettazione

P.T. 56/24 - "CICLOVIA S.S. 12 BRENNERO: DEFINIZIONE
DELL'ITINERARIO TRAMITE ADEGUAMENTO DEI PERCORSI
CICLABILI ESISTENTI E REALIZZAZIONE DI PISTA CICLABILE IN
VIA MARTIRI DELLE FOIBE" – CUP: J61B24000390001

PROGETTO ESECUTIVO

Relazione di Calcolo

12	PE	STR	03	A
----	----	-----	----	---

Settembre 2026

-

GRUPPO DI PROGETTAZIONE

Ing. Davide MALANCA

Geom. Paolo PAOLI

DIRIGENTE

Ing. Antonella GIANNINI

RUP

Ing. Francesca GUIDOTTI

Sommario

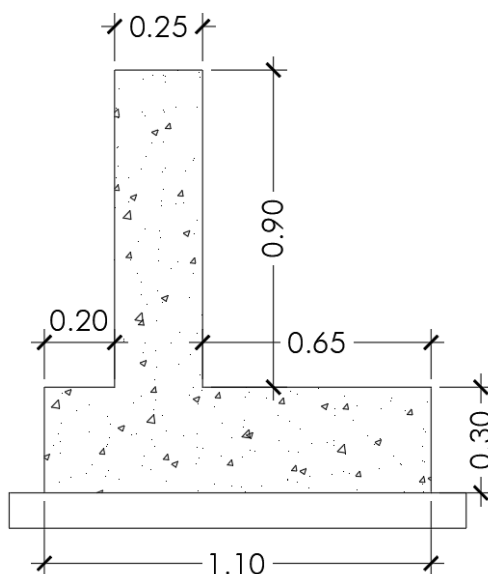
1VIA MARTIRI DELLE FOIBE - MURO DI SOSTENO PENSILINA BUS1

1.1	MURO H. 1,20 m	1
1.1.1	ANALISI DEI CARICHI	1
1.1.2	VERIFICHE DI STABILITA'	4
1.1.3	VERIFICA AL RIBALTAMENTO	4
1.1.4	VERIFICA ALLO SCORRIMENTO	4
1.1.5	VERIFICA CAPACITA' PORTANTE	4
1.1.6	VERIFICHE STRUTTURALI	8
1.1.7	ELEVAZIONE	8
1.1.8	MENSOLA FONDAZIONE	10

1 VIA MARTIRI DELLE FOIBE - MURO DI SOSTENO PENSILINA BUS**1.1 MURO H. 1,20 m****1.1.1 ANALISI DEI CARICHI**

L'analisi è riferita ad un tratto di 1,0 m di lunghezza.

Geometria



Si riportano le caratteristiche meccaniche del terreno a tergo del muro e del terreno sottostante la fondazione.

a tergo muro	$\varphi_k = 25^\circ$	$\gamma_t = 18,00 \text{ kN/m}^3$	$c'_k = 0,10 \text{ daN/cm}^2$	$C_u = 1,00 \text{ daN/cm}^2$
sotto la fondazione	$\varphi_k = 25^\circ$	$\gamma_t = 18,00 \text{ kN/m}^3$	$c'_k = 0,10 \text{ daN/cm}^2$	$C_u = 1,00 \text{ daN/cm}^2$

Carichi permanenti (unità di misura kN,m)

Descrizione	B	h	L	V	dA	MA _{KS}
Fondazione rettang.	1,10	0,30	1,00	8,25	0,55	4,54
Fondazione triang.	1,10	0,00	0,50	0,00	0,73	0,00
Elevazione rettang.	0,25	0,90	1,00	5,63	0,33	1,83
Elevazione triang.	0,00	0,90	0,50	0,00	0,20	0,00
Rivestimento	0,00	0,90	1,00	0,00	0,20	0,00
Terreno a tergo	0,65	0,90	1,00	10,53	0,78	8,16
Tot. A				24,41		14,53

V	carichi caratteristici verticali
d _A	distanza da A
M _{AKS}	momento caratteristico stabilizzante

Carichi (unità di misura kN,m)

A tergo del muro si considera un sovraccarico uniforme pari a $q = 7,00 \text{ kN/m}^2$ dovuto al carico accidentale della folla e al peso del pacchetto di pavimentazione del marciapiede.

Spinta terreno e sovraccarico

Di seguito si riportano i coefficienti di spinta attiva e le relative spinte.

Combinazione con coefficienti parziali terreno M1

$$\gamma_M = 1,0 \quad \varphi_{d1} = \arctan(\tan(\varphi_{k1}) / \gamma_M) = 25^\circ \quad \text{angolo attrito progetto}$$

Per il calcolo dei coefficienti di spinta attiva si usa la formula di Muller-Breslau.

$$\beta = 0^\circ \quad \text{ang. terreno-orizzontale} \quad \alpha = 90^\circ \quad \text{ang. muro-orizzontale}$$

$$\delta_a = 2/3 \varphi \quad \text{ang. attrito terreno-paratia stato attivo}$$

$$k_{as} = \frac{\sin^2(\alpha + \varphi)}{[\sin^2 \alpha \sin(\alpha - \delta) [1 + RQ \frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{(\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha + \beta))}]]^2}$$

$k_{as} = 0,361$

coeff. spinta attiva 1° strato

Unità (kN,m)	h	H	V	dA	MAkr
Sp.terr.or. A Sto	1,20	4,48		0,40	1,79
Sp.terr.ver. A Stv			1,34	1,10	1,48
Sp.sov.or. A Sqo	1,20	2,91		0,60	1,74
Sp.sov.ver. A Sqv			0,87	1,10	0,96

H

carico caratt. orizz.

V

carico caratt. vert.

 M_{Akr}

mom. caratt. ribaltanti

$$S_{to} = \gamma_t h_t^2 / 2 k_{as} \cos \delta_d$$

sp.terr. orizz.

$$S_{qo} = q h_t k_{as} \cos \delta_d$$

sp.sovr. orizz

$$S_{tv} = \gamma_t h_t^2 / 2 k_{as} \sin \delta_d$$

sp.terr. vert.

$$S_{qv} = q h_t k_{as} \sin \delta_d$$

sp.sovr. orizz.

Azione sismica

Combinazione sismica (coefficienti parziali terreno M1)

$$\gamma_M = 1,0$$

$$\varphi_{d1} = \arctg(\tan(\varphi_{k1})) / \gamma_M = 25^\circ$$

angolo attrito progetto

$$\delta_a = 2/3 \Phi$$

ang. attrito terreno-paratia stato attivo

Per il calcolo del coefficiente di spinta si usa il metodo di Mononobe-Okabe, che estende l'equazione di Muller-Breslau in campo dinamico.

Stato limite di salvaguardia SLV

Categoria di suolo B

Categoria topografica T2

$$a_g = 0,152g$$

$$S_s = 1,20$$

$$S_T = 1,20$$

$$S = S_s S_T = 1,44$$

$$\alpha = 1,00$$

$$\beta = 1,00$$

$$a_{max} = a_g S = 0,219g$$

$$\beta_m = 0,38$$

$$k_h = \beta_m a_{max} / g = 0,083$$

coeff. sismico orizzontale

$$k_v = 0,50 k_h = 0,042$$

coeff. sismico verticale

$$\theta^- = \arctg(k_h / (1 - k_v)) = 4,95^\circ$$

sisma verso alto

$$\theta^+ = \arctg(k_h / (1 + k_v)) = 4,55^\circ$$

sisma verso basso

$$k_{ass} = \sin^2(\alpha + \Phi - \theta) / [\cos \theta \sin^2 \alpha \sin(\alpha - \delta - \theta) [1 + RQ [\sin(\Phi + \delta) \sin(\Phi - \beta - \theta) / (\sin(\alpha - \delta - \theta) \sin(\alpha + \beta))]]^2]$$

$$k_{ass}^- = 0,427$$

coeff. spinta attiva sisma alto

$$k_{ass}^+ = 0,421$$

coeff. spinta attiva sisma basso

Si riporta la spinta per il sisma verso l'alto.

Unità (kN,m)	h	H	V	dA	MAr
Sp.terr.or. A Sto	1,20	5,08		0,40	2,03
Sp.terr.ver. A Stv			1,52	1,10	1,67
Sp.sov.or. A Sqo	1,20	3,29		0,60	1,98
Sp.sov.ver. A Sqv			0,99	1,10	1,08

Coefficienti di spinta per il ribaltamento

$$\beta_m = 0,38 \times 1,50 = 0,57$$

$$a_{max} = a_g S = 0,219g$$

$$k_h = \beta_m a_{max} / g = 0,125$$

coeff. sismico orizzontale

$$k_v = 0,50 k_h = 0,062$$

coeff. sismico verticale

$$\theta^- = \arctg(k_h / (1 - k_v)) = 7,59^\circ$$

sisma verso alto

$$\theta^+ = \arctg(k_h / (1 + k_v)) = 6,71^\circ$$

sisma verso basso

$$k_{ass} = \sin^2(\alpha + \Phi - \theta) / [\cos \theta \sin^2 \alpha \sin(\alpha - \delta - \theta) [1 + RQ [\sin(\Phi + \delta) \sin(\Phi - \beta - \theta) / (\sin(\alpha - \delta - \theta) \sin(\alpha + \beta))]]^2]$$

$$k_{ass}^- = 0,469$$

coeff. spinta attiva sisma alto

$$k_{ass}^+ = 0,454$$

coeff. spinta attiva sisma basso

Si riporta la spinta per il sisma verso l'alto.

Unità (kN,m)	h	H	V	dA	MAr
Sp.terr.or. A Sto	1,20	5,46		0,40	2,18

Comune di Lucca

Sp.terr.ver. A Stv			1,63	1,10	1,80
Sp.sov.or. A Sqo	1,20	3,54		0,60	2,12
Sp.sov.ver. A Sqv			1,06	1,10	1,17

Forze di inerzia (unità di misura kN, m)

Descrizione	Vsis	Hsis	dA	hA	MAkr
Fondazione rettang	0,35	0,68	0,55	0,15	0,29
Fondazione triang.	0,00	0,00	0,73	0,00	0,00
Elevazione rettang	0,24	0,47	0,33	0,75	0,43
Elevazione triang	0,00	0,00	0,20	0,60	0,00
Rivestimento	0,00	0,00	0,20	0,75	0,00
Terreno a tergo	0,44	0,87	0,78	0,75	1,00
	1,03	2,03		Totale	1,72

Forze di inerzia per verifiche a ribaltamento (unità di misura kN, m)

Descrizione	Vsis	Hsis	dA	hA	MAkr
Fondazione rettang	0,51	1,03	0,55	0,15	0,44
Fondazione triang.	0,00	0,00	0,73	0,00	0,00
Elevazione rettang	0,35	0,70	0,33	0,75	0,64
Elevazione triang	0,00	0,00	0,20	0,60	0,00
Rivestimento	0,00	0,00	0,20	0,75	0,00
Terreno a tergo	0,65	1,32	0,78	0,75	1,49
	1,51	3,05		Totale	2,57

1.1.2 VERIFICHE DI STABILITA'**1.1.3 VERIFICA AL RIBALTAMENTO***Combinazione statica*

$$M_{Ad,S} = 1,00 (4,54+1,83+8,16) = 14,53 \text{ kNm}$$

momento stabilizzante

$$M_{Ad,R} = 1,30 (1,79-1,48)+1,50 (1,74-0,96) = 1,59 \text{ kNm}$$

momento ribaltante

$$M_{Ad,S}/\gamma_R \geq M_{Ad,R}$$

$$\gamma_R = 1,15$$

$$C.S. = M_{Ad,S} / M_{Ad,R} = 7,93$$

Combinazione sismica

$$M_{Ad,S} = 1,00 (4,54+1,83+8,16) = 14,53 \text{ kNm}$$

momento stabilizzante

$$M_{Ad,R} = 1,00 (2,18-1,80+2,57)+0,20 (2,12-1,17) = 3,92 \text{ kNm}$$

momento ribaltante

$$M_{Ad,S}/\gamma_R \geq M_{Ad,R}$$

$$\gamma_R = 1,00$$

$$C.S. = M_{Ad,S} / M_{Ad,R} = 3,71$$

1.1.4 VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

$$\Phi_d = 25^\circ$$

$$\text{tg}(\Phi_d) = 0,466$$

$$\alpha = 0^\circ$$

inclinazione piano di posa

Combinazione statica

$$\gamma_R = 1,10$$

$$V_d = 24,41+1,30 \times 1,34+1,50 \times 0,87 = 27,45 \text{ kN}$$

carico verticale

$$H_d = 1,30 \times 4,48+1,50 \times 2,91 = 10,18 \text{ kN}$$

spinta orizzontale

$$(V_d \text{ tg}(\Phi_d))/\gamma_R \geq H_d$$

$$11,63 \text{ kN} \geq 10,18 \text{ kN}$$

$$C.S. = 1,14$$

Combinazione sismica

$$\gamma_R = 1,00$$

$$V_d = 24,41-1,03+1,52+0,99 = 25,88 \text{ kN}$$

carico verticale

$$H_d = 5,08+2,03+0,2 \times 3,29 = 10,40 \text{ kN}$$

spinta orizzontale

$$(V_d \text{ tg}(\Phi_d))/\gamma_R \geq H_d$$

$$12,06 \geq 10,40 \text{ kN}$$

$$C.S. = 1,16$$

1.1.5 VERIFICA CAPACITA' PORTANTE*Combinazione statica*

$$\gamma_R = 1,40$$

$$V_d = 1,30 (24,41+1,34)+1,50 (0,87) = 34,77 \text{ kN}$$

$$H_d = 1,30 (4,48) + 1,50 (2,91) = 10,18 \text{ kN}$$

$$M_d = 18,88 \text{ kNm}$$

$$B = 1,10 \text{ m}$$

larghezza fondazione

$$e = B/2 - (M_{Ad,S} - M_{Ad,R}) / V_d = 0,05 \text{ m} \leq B/6 = 0,18 \text{ m}$$

$$\sigma_{\max} = \Sigma V_d / (B \times 100) (1+6e/B) = 0,41 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{\min} = \Sigma V_d / (B \times 100) (1-6e/B) = 0,23 \text{ daN/cm}^2$$

Combinazione sismica

$$\gamma_R = 1,20$$

$$V_d = 24,41 + 1,63 + 1,03 + 0,20 \times 1,06 = 28,12 \text{ kN}$$

$$H_d = 5,45 + 2,03 + 0,20 \times 3,53 = 11,00 \text{ kN}$$

$$M_d = 14,53 \text{ kNm}$$

$$B = 1,10 \text{ m} \quad \text{larghezza fondazione}$$

$$e = B/2 - (M_{AdS} - M_{AdR}) / V_d = 0,10 \text{ m} \leq B/6 = 0,18 \text{ m}$$

$$\sigma_{\max} = \Sigma V_d / (B \times 100) (1 + 6e/B) = 0,39 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{\min} = \Sigma V_d / (B \times 100) (1 - 6e/B) = 0,12 \text{ daN/cm}^2$$

Per effettuare la verifica della tensione sul terreno si fa riferimento alla formula di Vesic corretta con i relativi coefficienti. Si riporta la verifica a lungo termine considerando la combinazione statica, più gravosa di quella sismica.

I carichi si riportano alla lunghezza del muro di 10,00 m.

$$q_k = \gamma'_t D N_q S_q d_q i_q b_q g_q h_q + c N_c S_c d_c i_c b_c g_c h_c + 1/2 \gamma'_t B' N_{\gamma} S_{\gamma} d_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} g_{\gamma} h_{\gamma}$$

$$\gamma_r = 1,40$$

$$q_d = q_k / \gamma_r \quad \text{tensione di progetto terreno}$$

$$Q_d = B' L' q_d \quad \text{carico massimo terreno di progetto}$$

La verifica risulta soddisfatta se $Q_d \geq V_d$

$$\gamma'_t \quad \text{peso specifico terreno immerso}$$

Fattori capacità portante

$$N_q = e^{\pi \tan \Phi} \tan^2(45^\circ + \Phi/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \Phi$$

$$N_{\gamma} = 2 (N_q - 1) \tan \Phi$$

Fattori correttivi eccentricità del carico

$$B' = B - 2e$$

larghezza fondazione

$$L'$$

lunghezza fondazione

Fattore di forma

$$S_q = 1 + B'/L \sin \Phi$$

$$S_c = (S_q N_q - 1) / (N_q - 1)$$

$$S_{\gamma} = 1 - 0,30 B'/L$$

Fattore di profondità

$$D \leq B \quad d_q = 1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 D/B$$

$$D > B \quad d_q = 1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 \arctan (D/B)$$

$$D \leq B \quad d_c = 1 + 0,4 D/B$$

$$D > B \quad d_c = 1 + 0,4 \arctan (D/B)$$

$$d_{\gamma} = 1$$

Fattore inclinazione del carico

$$m_L = (2 + L/B') / (1 + L/B')$$

$$m_B = (2 + B'/L) / (1 + B'/L)$$

$$m = m_L \cos^2 \Theta_n + m_B \sin^2 \Theta_n$$

$$\Theta_n$$

angolo tra direzione del carico proiettata sul piano fondazione e la lunghezza L

$$i_q = (1 - H / (N + B' L' c' / \tan \Phi))^m$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$$

$$i_{\gamma} = (1 - H / (N + B' L' c' / \tan \Phi))^{m+1}$$

Fattore inclinazione della fondazione

$$b_q = (1 - \epsilon \tan \Phi)^2$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$$

$$b_{\gamma} = b_q$$

Fattore inclinazione del terreno

$$g_q = (1 - \tan \omega)^2$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$$

$$g_{\gamma} = g_q$$

Fattore sismico

I coefficienti h_i sono stati ricavati con la teoria di Cascone.

$$h_q = 1,00$$

$$h_c = 1,00$$

$$h_{\gamma} = e_{\gamma k} e_{\gamma i}$$

$$e_{\gamma k} = (1 - k_{hk} / \tan \Phi)^{0,45}$$

contributo cinematico

$$k_{hk} = \beta_s a_{\max} g$$

$$\beta_s = 1$$

desunto da fondazioni e pendii, in via cautelativa assunto paria 1

$$e_{\gamma i} = (1 - 0,70 k_{hi})^{0,50}$$

contributo inerziale

$$k_{hi} = S_d(T)$$

$S_d(T)$ ordinata spettro di progetto $a_g S F_o/q$

<i>Caratteristiche geometriche fondazione [cm]</i>
--

Comune di Lucca

Larghezza	B	110,0	Lunghezza	L	1.000,0	Prof. incastro	D	40,0
-----------	---	-------	-----------	---	---------	----------------	---	------

Caratteristiche sollecitazione [daNcm]					
Carico vert.	Nz	34.770	Car. per. p. posa	Nper	34.770
Carico orizz.(par B)	Hx	10.180	Car. par. p. posa	Hpar	10.180
Carico orizz.(par L)	Hy	0	Car. oriz. risult.	Hr	10.180
Ecc. lungo B	eb	5,0	Ecc. lungo L	eL	0,0

Caratteristiche meccaniche terreno (daNcm)					
Ang. attrito interno	ϕ'	25,0	Ang. attrito interno	ϕ' (rad)	0,44
Ang. attrito terreno	δ	15,0	Ang. attrito terreno	δ (rad)	0,26
Coesione	c'	0,000	Mod. tangenziale	G	5,0
P.s.t.sopra p.p.[daNm]	y't1	1.800,0	P.s.t. sotto p.p.[daNm]	y't2	1.800,0

Fattori capacità portanti					
Pi greco	π	3,14	Numero di neplero	e	2,72
Fatt. sovraccarico	Nq	10,66	Fatt. coesione	Nc	20,72
Fattore eccentricità carico			Fatt. attrito	Ny	9,01
Largh. efficace	B'	100,0	Lungh. efficace	L'	1.000,0
Fattore forma					
Fatt. sovraccarico	sq	1,04	Fatt. coesione	sc	1,05
			Fatt. attrito	sy	0,97
			Per nastriiformi	sc = 1	

Fattore di profondità					
Fatt. sovraccarico	dq	1,11	Fatt. coesione	dc	1,15
Fattore inclinazione carico			Fatt. attrito	dy	1,00
mb		1,91	mL		1,09
Ang. direz. carico L	θ_n	90	θ_n rad		1,57
Fatt. sovraccarico	iq	0,71		Fatt. attrito	iy
Fatt. sovraccarico	iq	0,52	Fatt. coes. (se $\phi > 0$)	ic	0,47
Fattore inclinazione fond.			Fatt. attrito	iy	0,37
Incl. fondazione	ε	0,00	Incl. fondazione	ε (rad)	0,00
Fatt. sovraccarico	bq	1,00	Fatt. coes. se $\phi > 0$	bc	1,00
Fattore inclinazione terreno			Fatt. attrito	by	1,00
Incl. terreno	ω	0,00	Incl. terreno	ω (rad)	0,00
Fatt. sovraccarico	gq	1,00	Fatt. coes. se $\phi > 0$	gc	1,00
Fatt. attrito	gy	1,00			

Fattori Nq	0,46	Fattore Nc	0,00	Fattore Ny	0,29
Coefficiente parziale	yr	1,40	Tens. prog qd [daN/cm ²]	0,53	Car. prog Qd [kN]
					533

Il carico massimo di progetto del terreno è $Q_d = 533,00 \text{ kN} \geq V_d = 347,70 \text{ kN}$

C.S= 1,53 verifica soddisfatta

Caratteristiche geometriche fondazione [cm]					
Larghezza	B	110,0	Lunghezza	L	1.000,0
			Prof. incastro	D	40,0

Caratteristiche sollecitazione [daNcm]					
Carico vert.	Nz	28.120	Car. per. p. posa	Nper	28.120
Carico orizz.(par B)	Hx	11.000	Car. par. p. posa	Hpar	11.000
Carico orizz.(par L)	Hy	0	Car. oriz. risult.	Hr	11.000
Ecc. lungo B	eb	10,0	Ecc. lungo L	eL	0,0
Acc. Sism. max	ag S	0,2190	Coefficiente	β_s	0,38
Coeff. sismico orizz.	Khk	0,083	tan ϕ		0,466
Coeff. sismico orizz.	Khi	0,522	Fattore di struttura q		1,0
			Fo		2,385

Caratteristiche meccaniche terreno (daNcm)					
Ang. attrito interno	ϕ'	25,0	Ang. attrito interno	ϕ' (rad)	0,44
Ang. attrito terreno	δ	15,0	Ang. attrito terreno	δ (rad)	0,26
Coesione	c'	0,000	Mod. tangenziale	G	5,0
P.s.t.sopra p.p.[daNm]	y't1	1.800,0	P.s.t. sotto p.p.[daNm]	y't2	1.800,0

Fattori capacità portanti

Comune di Lucca

Pi greco	π	3,14	Numero di neplero	e	2,72			
Fatt. sovraccarico	Nq	10,66	Fatt. coesione	Nc	20,72	Fatt. attrito	Ny	9,01
Fattore eccentricità carico								
Largh. efficace	B'	90,0	Lungh. efficace	L'	1.000,0			
Fattore forma								
Fatt. sovraccarico	sq	1,04	Fatt. coesione	sc	1,04	Fatt. attrito	sy	0,97
			Per nastriformi	sc = 1				
Fattore di profondità								
Fatt. sovraccarico	dq	1,11	Fatt. coesione	dc	1,15	Fatt. attrito	dy	1,00
Fattore inclinazione carico								
mb		1,92	mL		1,08	m		1,92
Ang. direz. carico L	θ_n	90	θ_n rad		1,57			
Fatt. sovraccarico	iq	0,61				Fatt. attrito	iy	0,61
Fatt. sovraccarico	iq	0,39	Fatt. coes. (se $\phi > 0$)	ic	0,32	Fatt. attrito	iy	0,24
Fattore inclinazione fond.								
Incl. fondazione	ε	0,00	Incl. fondazione	ε (rad)	0,00			
Fatt. sovraccarico	bq	1,00	Fatt. coes. se $\Phi > 0$	bc	1,00	Fatt. attrito	by	1,00
Fattore inclinazione terreno								
Incl. terreno	ω	0,00	Incl. terreno	ω (rad)	0,00			
Fatt. sovraccarico	gq	1,00	Fatt. coes. se $\Phi > 0$	gc	1,00	Fatt. attrito	gy	1,00
Fattore sisma Cascone								
Fatt. sovraccarico	hq	1,00	Fatt. coes.	hc	1,00	Fatt. attrito	hy	0,73
Fattori Nq		0,34	Fattore Nc		0,00	Fattore Ny		0,12
Coefficiente parziale yr		1,20	Tens. prog qd [daN/cm ^q]		0,39	Car. prog Od [kN]		348

Il carico massimo di progetto del terreno è $Q_d = 348,00 \text{ kN} \geq V_d = 281,20 \text{ kN}$

C.S= 1,24 verifica soddisfatta

1.1.6 VERIFICHE STRUTTURALI

1.1.7 ELEVAZIONE

Schema statico

 $h = 0,90 \text{ m}$ $S_{\text{terr}} = 5,60 \text{ kN/m}$ $S_{\text{sovr}} = 2,42 \text{ kN/m}$

altezza mensola

spinta terreno sopra falda

spinta sovraccarico

Caratteristiche della sollecitazione

Combinazione SLU

1,30 perm + 1,50 acc

 $V_A = 6,54 \text{ kN}$

sf. tagliante

 $M_A = 2,45 \text{ kNm}$

mom. flettente

Combinazione rara SLE

1,00 perm + 1,00 acc

 $M_A = 1,74 \text{ kNm}$

mom. flettente (rara)

Combinazione quasi permanente

1,00 perm

 $M_A = 0,76 \text{ kNm}$

mom. flettente (quasi permanente)

Combinazione sism SLV

1,00 perm

 $V_A = 4,47 \text{ kN}$

sf. tagliante

 $M_A = 1,50 \text{ kNm}$

mom. flettente

Geometria



Verifiche di resistenza stato limite ultimo

Momento flettente

Caratteristiche geometriche [cm]			
Base b	100,00		
Altezza sezione h	25,00	Altezza utile d	20,00
Area armatura $\Phi 12/20$ Aa	5,65	Armatura minima $A_{\text{amin}} = 0,26 f_{ctm} / f_{yk} b d$	3,58
Momento flettente resistente [kNm]			
$\omega_1 = Aa f_{yd} / (b h f_{cd})$	0,047	Percentuale meccanica armatura	

Comune di Lucca

$y = h \omega_1$ [cm]	1,18	Altezza stress block	
$d^* = (d-0,5y)$ [cm]	19,41	Braccio forze interne	
$M_{rd} = A_a f_{yd} d^*$ [kNm] mom. resistente	42,92	M_{sd} [kNm] mom. sollecitante	2,50
M_{yd} [kNm] mom. prima plastic.	40,07	C.S = M_{rd} / M_{sd}	17,17

Sforzo tagliante

<i>Caratteristiche geometriche [cm]</i>			
Base b	100,00	Altezza utile d	20,00
Area armatura $\Phi 12/20$ A_a	5,65	Sforzo normale N_d	0,00
<i>Sforzo tagliante resistente senza arm. [kN]</i>			
$k = 1+(200/d)^{1/2}$	2,00	Effetto ingranamento < 2	2,00
$\phi_l = A_a (b d)$	0,003	Effetto spinotto $< 0,02$	0,003
$\sigma_{cp} = N_d / (b d)$ [daN/cm ²]	0,00	Tensione media di compressione $< 0,20 f_{cd}$	37,63
$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$ [daN/cm ²]	5,70	Tensione tangenziale minima	
$V_{min} = (v_{min} + 0,15 \sigma_{cp}) b d$ [kN]	114,08	Sforzo tagliante minimo	
$V_{rd1} = (0,18 k (100 \phi_l f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \sigma_{cp}) b d$ [kN]	101,23	Sforzo tagliante	
$V_{rd} = \max(V_{min}, V_{rd1})$ [kN]	114,08	Sforzo tagliante resistente	
V_{sd} [kN]	6,55	Sforzo tagliante sollecitante	
C.S = V_{rd} / V_{sd}	17,42	Coefficiente sicurezza	

Verifiche di resistenza stato limite esercizio

Verifica tensionale

<i>Caratteristiche geometriche [cm]</i>			
Base b	100,00	Altezza utile d	20,00
Copri ferro compressione	5,00	Altezza sezione h	25,00
Area armatura $\Phi 12/20$ A_a	5,65	Area armatura compr. A_a	0,00
Asse neutro x	5,04		
Momento inerzia J_{xx}	23.235		
<i>Condizione di carico rara</i>			
Momento sollecitante [kNm]	1,92		
$\sigma_c = M x / J_{xx}$ [daN/cm ²]	4,16	Tensione calcestruzzo	
$\sigma_{cmax} = 0,60 f_{ck}$ [daN/cm ²]	199,20	Tensione massima calcestruzzo	
$\sigma_a = n M (d-x) / J_{xx}$ [daN/cm ²]	185,48	Tensione acciaio	
$\sigma_{amax} = 0,80 f_{yk}$ [daN/cm ²]	3.600,00	Tensione massima acciaio	
<i>Condizione di carico quasi permanente</i>			
Momento sollecitante [kNm]	1,92		
$\sigma_c = M x / J_{xx}$ [daN/cm ²]	4,16	Tensione calcestruzzo	
$\sigma_{cmax} = 0,45 f_{ck}$ [daN/cm ²]	149,40	Tensione massima calcestruzzo	
$\sigma_a = n M (d-x) / J_{xx}$ [daN/cm ²]	185,48	Tensione acciaio	
$\sigma_{amax} = 0,80 f_{yk}$ [daN/cm ²]	3.600,00	Tensione massima acciaio	

Per la verifica a fessurazione si effettua un controllo indiretto sulla tensione massima nelle barre di acciaio. Si considera un ambiente aggressivo, per cui per la combinazione frequente si prende $w_2 = 0,3$ mm e per la combinazione quasi permanente $w_1 = 0,2$ mm.

condizione frequente $\sigma_{a \max} = 2.000$ daN/cm²

diametro max $\Phi 25$

distanza barre 25,0 cm

condizione quasi perm. $\sigma_{a \max} = 1.600$ daN/cm²

diametro max $\Phi 25$

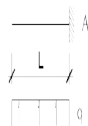
distanza barre 20,0 cm

Il diametro utilizzato è $\Phi 12$ e la distanza massima tra le barre è 20,0 cm

verifica soddisfatta

1.1.8 MENSOLA FONDAZIONE

Schema statico



$$L_1 = 0,20 \text{ m}$$

$$L_2 = 0,65 \text{ m}$$

$$q = 41,00 \text{ kN/m}$$

carico fondazione SLU

Caratteristiche della sollecitazione

Combinazione SLU

$$V_A = 26,65 \text{ kN}$$

sf. tagliante

$$M_A = 8,66 \text{ kNm}$$

mom. flettente

Combinazione rara SLE

$$M_A = 6,70 \text{ kNm}$$

mom. flettente (rara)

Geometria



Verifiche di resistenza stato limite ultimo

Momento flettente

Caratteristiche geometriche [cm]			
Base b	100,00		
Altezza sezione h	30,00	Altezza utile d	25,00
Area armatura $\Phi 12/20$ Aa	5,65	Armatura minima $A_{amin} = 0,26 f_{ctm} / f_{yk} b d$	4,48
Momento flettente resistente [kNm]			
$\omega_1 = Aa f_{yd} / (b h f_{cd})$	0,039	Percentuale meccanica armatura	
$y = h \omega_1$ [cm]	1,18	Altezza stress block	
$d^* = (d - 0,5y)$ [cm]	24,41	Braccio forze interne	
$M_{rd} = Aa f_{yd} d^*$ [kNm] mom. resistente	53,97	M_{sd} [kNm] mom. sollecitante	8,70
M_{yd} [kNm] mom. prima plastic.	50,55	C.S = M_{rd} / M_{sd}	6,20

Sforzo tagliante

Caratteristiche geometriche [cm]			
Base b	100,00	Altezza utile d	25,00
Area armatura $\Phi 12/20$ Aa	5,65	Sforzo normale Nd	0,00
Sforzo tagliante resistente senza arm. [kN]			
$k = 1 + (200/d)^{1/2}$	1,89	Effetto ingranamento < 2	1,89
$\phi_l = Aa / (b d)$	0,002	Effetto spinotto $< 0,02$	0,002
$\sigma_{cp} = Nd / (b d)$ [daN/cm ²]	0,00	Tensione media di compressione $< 0,20 f_{cd}$	37,63
$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$ [daN/cm ²]	5,26	Tensione tangenziale minima	
$V_{min} = (v_{min} + 0,15 \sigma_{cp}) b d$ [kN]	131,46	Sforzo tagliante minimo	
$V_{rd1} = (0,18 k (100 \phi_l f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \sigma_{cp}) b d$ [kN]	111,26	Sforzo tagliante	
$V_{rd} = \max(V_{min}, V_{rd1})$ [kN]	131,46	Sforzo tagliante resistente	
V_{sd} [kN]	26,70	Sforzo tagliante sollecitante	
C.S = V_{rd} / V_{sd}	4,92	Coefficiente sicurezza	

Verifiche di resistenza stato limite esercizio

Verifica tensionale

Caratteristiche geometriche [cm]

Comune di Lucca

Base b	100,00	Altezza utile d	25,00
Copriferro compressione	5,00	Altezza sezione h	30,00
Area armatura $\Phi 12/20$ Aa	5,65	Area armatura compr. Aa	0,00
Asse neutro x	5,72		
Momento inerzia Jxx	37.741		
<i>Condizione di carico rara</i>			
Momento sollecitante [kNm]	6,70		
$\sigma_c = M x / J_{xx}$ [daN/cm ²]	10,15	Tensione calcestruzzo	
$\sigma_{cmax} = 0,60 f_{ck}$ [daN/cm ²]	199,20	Tensione massima calcestruzzo	
$\sigma_a = n M (d-x) / J_{xx}$ [daN/cm ²]	513,48	Tensione acciaio	
$\sigma_{amax} = 0,80 f_{yk}$ [daN/cm ²]	3.600,00	Tensione massima acciaio	
<i>Condizione di carico quasi permanente</i>			
Momento sollecitante [kNm]	6,70		
$\sigma_c = M x / J_{xx}$ [daN/cm ²]	10,15	Tensione calcestruzzo	
$\sigma_{cmax} = 0,45 f_{ck}$ [daN/cm ²]	149,40	Tensione massima calcestruzzo	
$\sigma_a = n M (d-x) / J_{xx}$ [daN/cm ²]	513,48	Tensione acciaio	
$\sigma_{amax} = 0,80 f_{yk}$ [daN/cm ²]	3.600,00	Tensione massima acciaio	

Per la verifica a fessurazione si effettua un controllo indiretto sulla tensione massima nelle barre di acciaio. Si considera un ambiente aggressivo, per cui per la combinazione frequente si prende $w_2 = 0,3$ mm e per la combinazione quasi permanente $w_1 = 0,2$ mm.

condizione frequente $\sigma_{a\ max} = 1.600$ daN/cm²

diametro max $\Phi 32$

distanza barre 30,0 cm

condizione quasi perm. $\sigma_{a\ max} = 1.600$ daN/cm²

diametro max $\Phi 25$

distanza barre 20,0 cm

Il diametro utilizzato è $\Phi 12$ e la distanza massima tra le barre è 20,0 cm

verifica soddisfatta

1 - DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

Trattasi di pensilina TRANSIT BUS contraddistinta da:

- 3 moduli con bacheca laterale bifacciale.

Trattasi di una pensilina a struttura metallica costituita da colonne in acciaio disposte ad interasse 1050 mm, collegate superiormente da profili in lamiera piegata con funzione anche di grondaia.

La copertura è in lastre di polycarbonato sostenute da centine e controcentine in lamiera.

Le strutture sono vincolate al suolo su una fondazione in calcestruzzo armato a platea.

La singola struttura è formata dai seguenti elementi.

Colonna:

- sezione tubolare 89x2 mm;
- altezza 2000 mm.

Profilo grondaia:

- piatto sagomato spessore 15/10;
- base 89mm;
- altezza 60mm.

Centine:

- piatto sagomato 90x3mm.

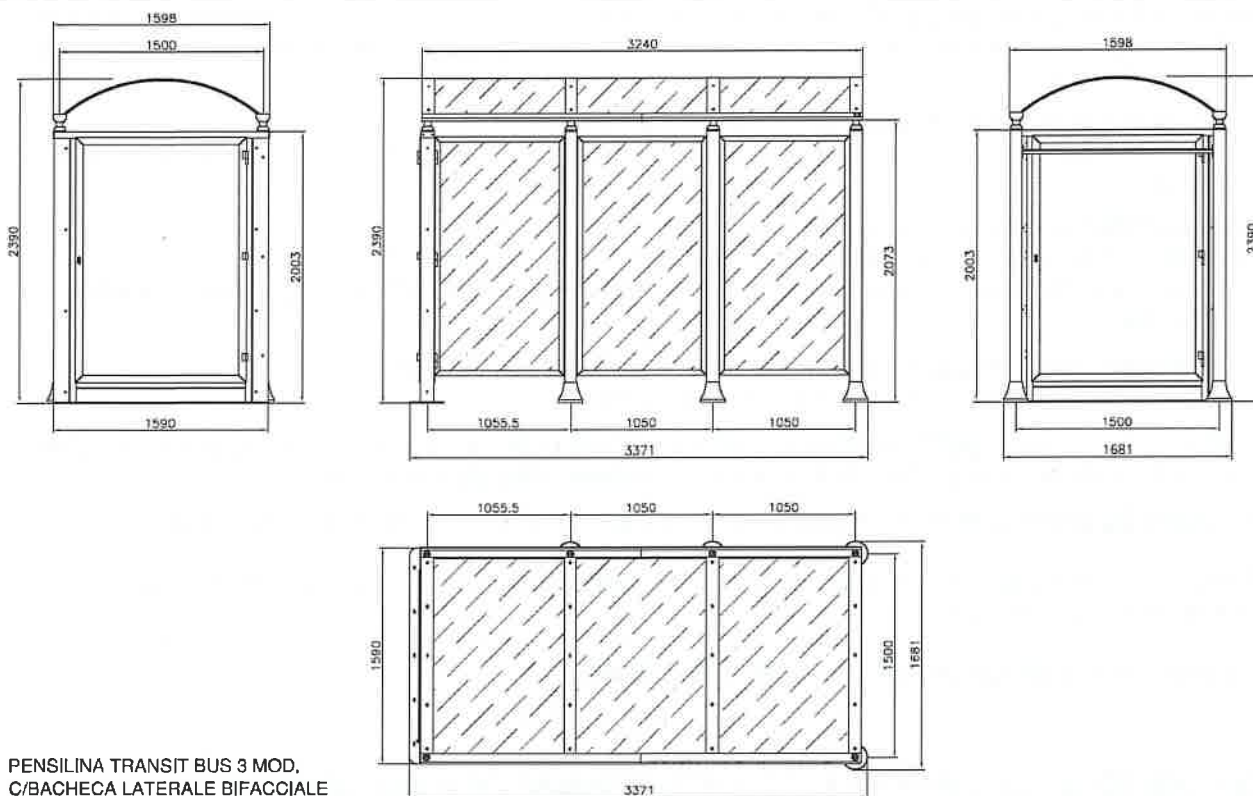
Controcentine:

- spessore 15/10.

Platee di fondazione:

- pianta 384 x 210cm larghezza;
- spessore 20cm

Tale pensilina, ai sensi della normativa antisismica, è inquadrata come manufatti di nuova costruzione prive di rilevanza per la pubblica incolumità ai fini sismici. Pensiline per fermata autobus < 5,00mq.



PENSILINA TRANSIT BUS 3 MOD.
C/BACHECA LATERALE BIFACCIALE

PROGETTO	CLIENTE	SCALA	MAT. FIN.	HELIOS	TIPOLOGIA	CODICE
PENSILINA TRANSIT - BACHECA LATERALE	LUCCA RISCOSSIONI				1	
CODICE	N° O.C.	DATA	FIRMA		2	
	1054		ALESSANDRO GIULIETTO		3	
OBBLIGO CHE NON PUO' ESSERE USATO NE RIPRODOTTO SENZA LA NOSTRA AUTORIZZAZIONE.					(C) QUOTE CRITICHE (I) QUOTE IMPORTANTI	

2 - NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le fasi di analisi e verifica della struttura sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative, per quanto applicabili in relazione al criterio di calcolo adottato dal progettista, evidenziato nel prosieguo della presente relazione:

Legge 5 novembre 1971 n. 1086 (G.U. 21 dicembre 1971 n. 321)

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

Legge 2 febbraio 1974 n. 64 (G.U. 21 marzo 1974 n. 76)

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

Indicazioni progettive per le nuove costruzioni in zone sismiche a cura del Ministero per la Ricerca scientifica - Roma 1981.

D. M. Infrastrutture Trasporti 17/01/2018 (G.U. 20/02/2018 n. 42 - Suppl. Ord. n. 8)

"Aggiornamento delle Norme tecniche per le Costruzioni".

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, ad integrazione della norma precedente e per quanto con essa non in contrasto, sono state utilizzate le indicazioni contenute nelle seguenti norme:

Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. (G.U. Serie Generale n. 35 del 11/02/2019 - Suppl. Ord. n. 5)

Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

Azienda certificata qualità UNI EN 1090 e ISO 3834.

3 - MATERIALI IMPIEGATI E RESISTENZE DI CALCOLO

Tutti i materiali strutturali impiegati devono essere muniti di marcatura "CE", ed essere conformi alle prescrizioni del "REGOLAMENTO (UE) N. 305/2011 DEL PARLAMENTO EUROPEO E DEL CONSIGLIO del 9 marzo 2011", in merito ai prodotti da costruzione.

Per la realizzazione dell'opera in oggetto saranno impiegati i seguenti materiali:

MATERIALI CALCESTRUZZO ARMATO

Nid	γ_k	$\alpha_{T,l}$	E	G	C _{Erid}	Stz	R _{ck}	R _{cm}	%R _{ck}	γ_c	Caratteristiche calcestruzzo armato				
											f _{cd}	f _{ctd}	f _{ctm}	N	n Ac
	[N/mm ²]	[1/°C]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[%]		[N/mm ²]	[N/mm ²]			[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]		
Cls C25/30_B450C - (C25/30)															
002	25,000	0,000010	31.447	13.103	60	P	30,00	-	0,85	1,50	14,11	1,19	3,07	15	003

LEGENDA:

N_{id}	Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
γ_k	Peso specifico.
$\alpha_{T,l}$	Coefficiente di dilatazione termica.
E	Modulo elastico normale.
G	Modulo elastico tangenziale.
C_{Erid}	Coefficiente di riduzione del Modulo elastico normale per Analisi Sismica [$E_{sisma} = E \cdot C_{Erid}$].
Stz	Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).
R_{ck}	Resistenza caratteristica cubica.
R_{cm}	Resistenza media cubica.
%R_{ck}	Percentuale di riduzione della R _{ck} .
γ_c	Coefficiente parziale di sicurezza del materiale.
f_{cd}	Resistenza di calcolo a compressione.
f_{ctd}	Resistenza di calcolo a trazione.
f_{ctm}	Resistenza media a trazione per flessione.
n Ac	Identificativo, nella relativa tabella materiali, dell'acciaio utilizzato: [-] = parametro NON significativo per il materiale.

MATERIALI ACCIAIO

Caratteristiche acciaio

N _{id}	γ _k	α _{T, I}	E	G	Stz	LMT	f _{yk}	f _{tk}	f _{yd}	f _{td}	γ _s	γ _{M1}	γ _{M2}	γ _{M3,SLV}	γ _{M3,SLE}	γ _{M7}	NCnt	Cnt
	[N/mm ²]	[1/°C]	[N/mm ²]	[N/mm ²]			[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]								
Acciaio B450C - Acciaio in Tondini - (B450C)																		
003	78,500	0,00001 0	210,00 0	80,769	P	-	450,00	-	391,30	-	1,15	-	-	-	-	-	-	-

LEGENDA:

- N_{id}** Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
- γ_k** Peso specifico.
- α_{T, I}** Coefficiente di dilatazione termica.
- E** Modulo elastico normale.
- G** Modulo elastico tangenziale.
- Stz** Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).
- LMT** Campo di validità in termini di spessore t, (per profili, piastre, saldature) o diametro, d (per bulloni, tondini, chiodi, viti, spinotti)
- f_{yk}** Resistenza caratteristica allo snervamento
- f_{tk}** Resistenza caratteristica a rottura
- f_{yd}** Resistenza di calcolo
- f_{td}** Resistenza di calcolo a Rottura (Bulloni).
- γ_s** Coefficiente parziale di sicurezza allo SLV del materiale.
- γ_{M1}** Coefficiente parziale di sicurezza per instabilità.
- γ_{M2}** Coefficiente parziale di sicurezza per sezioni tese indebolite.
- γ_{M3,SLV}** Coefficiente parziale di sicurezza per scorrimento allo SLV (Bulloni).
- γ_{M3,SLE}** Coefficiente parziale di sicurezza per scorrimento allo SLE (Bulloni).
- γ_{M7}** Coefficiente parziale di sicurezza precarico di bulloni ad alta resistenza (Bulloni - NCnt = con serraggio NON controllato; Cnt = con serraggio controllato). [-] = parametro NON significativo per il materiale.
- NOTE** [-] = Parametro non significativo per il materiale.

4 - TERRENO DI FONDAZIONE

Le proprietà meccaniche dei terreni sono state investigate mediante specifiche prove mirate alla misurazione della velocità delle onde di taglio negli strati del sottosuolo. In particolare, è stata calcolata una velocità di propagazione equivalente delle onde di taglio con la seguente relazione (eq. [3.2.1] D.M. 2018):

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

dove:

- h_i è lo spessore dell' i -simo strato;
- $V_{S,i}$ è la velocità delle onde di taglio nell' i -simo strato;
- N è il numero totale di strati investigati;
- H è la profondità del substrato con $V_S = 800$ m/s.

Le proprietà dei terreni sono, quindi, state ricondotte a quelle individuate nella seguente tabella, ponendo $H = 30$ m nella relazione precedente ed ottenendo il parametro $V_{S,30}$.

Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato (Tab. 3.2.II D.M. 2018)

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Le indagini effettuate, mirate alla valutazione della velocità delle onde di taglio ($V_{S,30}$), permettono di classificare il profilo stratigrafico, ai fini della determinazione dell'azione sismica, di categoria **C [C - Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti]**.

5 - ANALISI DEI CARICHI

Un'accurata valutazione dei carichi è un requisito imprescindibile di una corretta progettazione, in particolare per le costruzioni realizzate in zona sismica. Essa, infatti, è fondamentale ai fini della determinazione delle forze sismiche, in quanto incide sulla valutazione delle masse e dei periodi propri della struttura dai quali dipendono i valori delle accelerazioni (ordinate degli spettri di progetto).

La valutazione dei carichi e dei sovraccarichi è stata effettuata in accordo con le disposizioni del punto 3.1 del **D.M. 2018**. In particolare, è stato fatto utile riferimento alle Tabelle 3.1.I e 3.1.II del D.M. 2018, per i pesi propri dei materiali e per la quantificazione e classificazione dei sovraccarichi, rispettivamente.

La valutazione dei carichi permanenti è effettuata sulle dimensioni definitive.

6 - VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

L'azione sismica è stata valutata in conformità alle indicazioni riportate al §3.2 del D.M. 2018. particolare il procedimento per la definizione degli spettri di progetto per i vari Stati Limite per cui sono state effettuate le verifiche è stato il seguente:

- definizione della Vita Nominale e della Classe d'Uso della struttura, il cui uso combinato ha portato alla definizione del Periodo di Riferimento dell'azione sismica;
- individuazione, tramite latitudine e longitudine, dei parametri sismici di base a_g , F_0 e T^* per tutti e quattro gli Stati Limite previsti (SLO, SLD, SLV e SLC); l'individuazione è stata effettuata interpolando tra i 4 punti più vicini al punto di riferimento dell'edificio;
- determinazione dei coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica;
- calcolo del periodo T_c corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello Spettro.

I dati così calcolati sono stati utilizzati per determinare gli Spettri di Progetto nelle verifiche agli Stati Limite considerate.

7 - AZIONI SULLA STRUTTURA

I calcoli e le verifiche sono condotti con il metodo semiprobabilistico degli stati limite secondo le indicazioni del D.M. 2018. I carichi agenti sui solai, derivanti dall'analisi dei carichi, vengono ripartiti dal programma di calcolo in modo automatico sulle membrature (travi, pilastri, pareti, solette, platee, ecc.).

I carichi dovuti ai tamponamenti, sia sulle travi di fondazione che su quelle di piano, sono schematizzati come carichi lineari agenti esclusivamente sulle aste.

Su tutti gli elementi strutturali è inoltre possibile applicare direttamente ulteriori azioni concentrate e/o distribuite (variabili con legge lineare ed agenti lungo tutta l'asta o su tratti limitati di essa).

Le azioni introdotte direttamente sono combinate con le altre (carichi permanenti, accidentali e sisma) mediante le combinazioni di carico di seguito descritte; da esse si ottengono i valori probabilistici da impiegare successivamente nelle verifiche.

8 PROGETTO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

La verifica degli elementi allo SLU avviene col seguente procedimento:

- si costruiscono le combinazioni non sismiche in base al D.M. 2018, ottenendo un insieme di sollecitazioni;
- si combinano tali sollecitazioni con quelle dovute all'azione del sisma secondo quanto indicato nel §2.5.3, relazione (2.5.5) del D.M. 2018;
- per sollecitazioni semplici (flessione retta, taglio, etc.) si individuano i valori minimo e massimo con cui progettare o verificare l'elemento considerato; per sollecitazioni composte (pressoflessione retta/deviata) vengono eseguite le verifiche per tutte le possibili combinazioni e solo a seguito di ciò si individua quella che ha originato il minimo coefficiente di sicurezza.

Relazione di calcolo e geotecnica - Sommario

Geometria	2
Figura numero 1: 3d	2
Elenco vincoli nodi	2
Elenco nodi	2
Elenco materiali	3
Elenco sezioni aste	3
Elenco vincoli aste	3
Elenco aste	3
Elenco tipi elementi bidimensionali	4
Elenco elementi bidimensionali	5
Elenco tipi solai	5
Elenco solai	5
Elenco tipi tamponature	5
Elenco tamponature	6
Carichi	6
Condizioni di carico elementari	6
Elenco carichi aste Condizione di carico n. 1: G1 Elenco peso proprio aste	7
Condizione di carico n. 1: G1 Carichi distribuiti	7
Condizione di carico n. 2: G2 Carichi distribuiti	7
Condizione di carico n. 3: Q neve Carichi distribuiti	8
Condizione di carico n. 4: Q vento X Carichi distribuiti	8
Condizione di carico n. 5: Q vento Y Carichi distribuiti	8
Elenco carichi elementi bidimensionali Elenco peso proprio elementi bidimensionali	8
Condizione di carico n. 6: Q cat. C Carichi uniformi	9
Analisi dei carichi da vento	9
Carico vento copertura	10
Analisi dei carichi da neve	10
Carico neve	11
Risultati del calcolo	11
Parametri di calcolo	11
Figura numero 2: Spettro SLD	13
Figura numero 3: Spettro SND	14
Spostamenti relativi massimi allo stato limite di danno	16
Reazioni vincolari	16
Tensioni sul terreno	18
Criteri di progetto utilizzati	19
Aste in acciaio	19
Solette/Platee	20
Verifiche e armature solette/platee	22
Platea a quota 0.00	23
Verifiche aste in acciaio	24
Criteri di analisi geotecnica e progetto delle fondazioni	32
Fondazioni superficiali	32
Fondazioni profonde	32
Caratterizzazione	34
Geotecnica	35
Elenco unità geotecniche	35
Elenco colonne stratigrafiche	35
Figura numero 1: Colonna stratigrafica numero 1	38
Fondazioni superficiali	38
Verifiche capacità portante	38
Cedimenti	40

Geometria

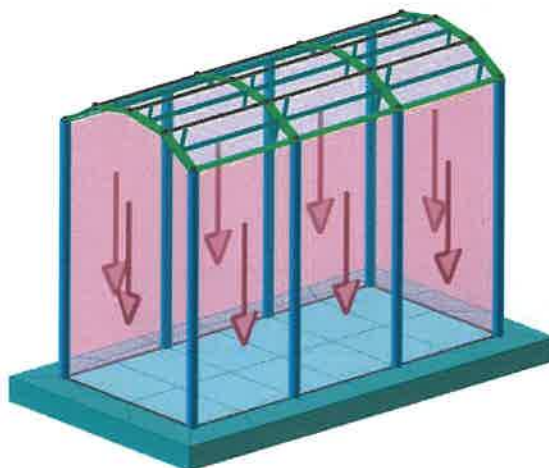


Figura numero 1: 3d

Elenco vincoli nodi

Simbologia

Comm. = Commento
 Kt = Coeff. di sottofondo su suolo elastico alla Winkler
 Ly = Lunghezza (dir. Y locale)
 Lz = Larghezza (dir. Z locale)
 RL = Rotazione libera
 Rx = Rotazione intorno all'asse X (L=libera, B=bloccata, E=elastica)
 Ry = Rotazione intorno all'asse Y (L=libera, B=bloccata, E=elastica)
 Rz = Rotazione intorno all'asse Z (L=libera, B=bloccata, E=elastica)
 Sx = Spostamento in dir. X (L=libero, B=bloccato, E=elastico)
 Sy = Spostamento in dir. Y (L=libero, B=bloccato, E=elastico)
 Sz = Spostamento in dir. Z (L=libero, B=bloccato, E=elastico)
 Vn = Numero del vincolo nodo

Vn	Comm.	Sx	Sy	Sz	Rx	Ry	Rz	RL	Ly	Lz	Kt
									<m>	<m>	<daN/cm<
1	Libero	L	L	L	L	L	L				
3	El. sew 110001	B	B	L	L	L	B				

Elenco nodi

Simbologia

Imp. = Numero dell'impalcato
 Nodo = Numero del nodo
 Vn = Numero del vincolo nodo
 X = Coordinata X del nodo
 Y = Coordinata Y del nodo
 Z = Coordinata Z del nodo

Nodo	X	Y	Z	Imp.	Vn	Nodo	X	Y	Z	Imp.	Vn	Nodo	X	Y	Z	Imp.	Vn	Nodo	X	Y	Z	Imp.	Vn
	<m>	<m>	<m>				<m>	<m>	<m>				<m>	<m>	<m>				<m>	<m>	<m>		
-38	2.63	0.75	0.00	0	3	-37	2.10	0.75	0.00	0	3	-36	1.57	0.75	0.00	0	3	-35	1.05	0.75	0.00	0	3
-34	0.53	0.75	0.00	0	3	-33	2.11	1.64	0.00	0	3	-32	1.57	1.64	0.00	0	3	-31	3.25	1.12	0.00	0	3
-30	2.67	1.61	0.00	0	3	-29	1.04	1.64	0.00	0	3	-28	0.48	1.61	0.00	0	3	-27	-0.10	1.12	0.00	0	3
-26	3.15	0.75	0.00	0	3	-25	0.00	0.75	0.00	0	3	-24	2.63	1.50	0.00	0	3	-23	1.57	1.50	0.00	0	3
-22	0.53	1.50	0.00	0	3	-21	2.63	0.00	0.00	0	3	-20	1.57	0.00	0.00	0	3	-19	0.53	0.00	0.00	0	3
-18	-0.30	0.40	0.00	0	3	-17	-0.30	1.10	0.00	0	3	-16	0.38	1.80	0.00	0	3	-15	1.57	1.80	0.00	0	3
-14	2.77	1.80	0.00	0	3	-13	3.45	1.10	0.00	0	3	-12	3.45	0.40	0.00	0	3	-11	2.77	-0.30	0.00	0	3
-10	1.57	-0.30	0.00	0	3	-9	0.38	-0.30	0.00	0	3	-8	3.45	1.80	0.00	0	3	-7	2.10	1.80	0.00	0	3
-6	1.05	1.80	0.00	0	3	-5	-0.30	1.80	0.00	0	3	-4	3.45	-0.30	0.00	0	3	-3	2.10	-0.30	0.00	0	3
-2	1.05	-0.30	0.00	0	3	-1	-0.30	-0.30	0.00	0	3	1	0.00	0.00	0.00	0	3	2	1.05	0.00	0.00	0	3
3	2.10	0.00	0.00	0	3	4	3.15	0.00	0.00	0	3	5	0.00	1.50	0.00	0	3	6	1.05	1.50	0.00	0	3
7	2.10	1.50	0.00	0	3	8	3.15	1.50	0.00	0	3	101	0.00	0.00	2.12	0	1	102	1.05	0.00	2.12	0	1
103	2.10	0.00	2.12	0	1	104	3.15	0.00	2.12	0	1	105	0.00	1.50	2.12	0	1	106	1.05	1.50	2.12	0	1

Relazione di calcolo

107	2.10	1.50	2.12	0	1	108	3.15	1.50	2.12	0	1	201	0.00	0.35	2.33	0	1	202	1.05	0.35	2.33	0	1
203	2.10	0.35	2.33	0	1	204	3.15	0.35	2.33	0	1	205	0.00	1.15	2.33	0	1	206	1.05	1.15	2.33	0	1
207	2.10	1.15	2.33	0	1	208	3.15	1.15	2.33	0	1	301	0.00	0.75	2.40	0	1	302	1.05	0.75	2.40	0	1
303	2.10	0.75	2.40	0	1	304	3.15	0.75	2.40	0	1												

Elenco materiali

Simbologia

α = Coeff. di dilatazione termica
 ν = Coeff. di Poisson
 Comm. = Commento
 E = Modulo elastico
 G = Modulo elastico tangenziale
 Mat. = Numero del materiale
 P = Peso specifico

Mat.	Comm.	P <daN/mc>	E <daN/cm ² >	G <daN/cm ² >	ν	α
5	Calcestruzzo classe C25/30	2500	314472.00	142942.00	0.1	1.00E-05
18	Acciaio	7850	2100000.00	800000.00	0.3	1.00E-05

Elenco sezioni aste

Simbologia

B = Base
 C = Numero del criterio di progetto
 Comm. = Commento
 Crit. C.F. = Criterio di progetto collegamento finale
 Crit. C.I. = Criterio di progetto collegamento iniziale
 H = Altezza
 Ma = Numero del materiale
 Mem. = Membratura
 T = Trave
 P = Pilastro
 R = Raggio
 Sez. = Numero della sezione
 Tipo = Tipologia
 Cir.c = Circolare cava
 R = Rettangolare
 Ver. = Verifica prevista
 A = Acciaio
 s = Spessore

Sez.	Comm.	Tipo	Mem.	Ver.	B <cm>	H <cm>	s <cm>	R <cm>	Ma	C	Crit. C.I.	Crit. C.F.
1	CHS89x2	Cir.c	P	A			0.20	4.45	18	1	1	1
2	Centina + controcentina	R	T	A	9.00	0.45			18	4	1	1
3	Profilo grondaia	R	T	A	9.00	0.15			18	4	1	1

Elenco vincoli aste

Simbologia

Comm. = Commento
 Kt = Coeff. di sottofondo su suolo elastico alla Winkler
 Mxf = Momento intorno all'asse X locale nodo finale (0=sbloccato, 1=bloccato)
 Mxi = Momento intorno all'asse X locale nodo iniziale (0=sbloccato, 1=bloccato)
 Myf = Momento intorno all'asse Y locale nodo finale (0=sbloccato, 1=bloccato)
 Myi = Momento intorno all'asse Y locale nodo iniziale (0=sbloccato, 1=bloccato)
 Mzf = Momento intorno all'asse Z locale nodo finale (0=sbloccato, 1=bloccato)
 Mzi = Momento intorno all'asse Z locale nodo iniziale (0=sbloccato, 1=bloccato)
 Nf = Sforzo normale nodo finale (0=sbloccato, 1=bloccato)
 Ni = Sforzo normale nodo iniziale (0=sbloccato, 1=bloccato)
 Tipo = Tipologia
 SVI = Definizione di vincolamenti interni
 ELA = Vincolo su suolo elastico alla Winkler
 BIE-RTC = Biella resistente a trazione e a compressione
 BIE-RC = Biella resistente solo a compressione
 BIE-RT = Biella resistente solo a trazione
 Tyf = Taglio in dir. Y locale nodo finale (0=sbloccato, 1=bloccato)
 Tyi = Taglio in dir. Y locale nodo iniziale (0=sbloccato, 1=bloccato)
 Tzf = Taglio in dir. Z locale nodo finale (0=sbloccato, 1=bloccato)
 Tzi = Taglio in dir. Z locale nodo iniziale (0=sbloccato, 1=bloccato)
 Va = Numero del vincolo asta

Va	Comm.	Tipo	Ni	Tyi	Tzi	Mxi	Myi	Mzi	Nf	Tyf	Tzf	Mxf	Myf	Mzf	Kt <daN/cm ² >
1	Inc+Inc	SVI	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
7	CerY+CerY	SVI	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	0	1	

Elenco aste

Simbologia

Asta = Numero dell'asta
 Dy1 = Scost. filo fisso Y1
 Dy2 = Scost. filo fisso Y2
 Dz1 = Scost. filo fisso Z1

Relazione di calcolo

Dz2 = Scost. filo fisso Z2
 FF = Filo fisso
 Kt = Coeff. di sottofondo su suolo elastico alla Winkler
 N1 = Nodo iniziale
 N2 = Nodo finale
 Par. = Numero dei parametri aggiuntivi
 Rot. = Rotazione
 Sez. = Numero della sezione
 Va = Numero del vincolo asta

Asta	N1	N2	Sez.	Va	Par.	Rot. <grad>	FF	Dy1 <cm>	Dy2 <cm>	Dz1 <cm>	Dz2 <cm>	Kt <daN/cm>
0	1	-19	1			0.00	11	0.00	0.00	0.00	0.00	
0	1	-23	1			0.00	11	0.00	0.00	0.00	0.00	
0	-19	2	1			0.00	11	0.00	0.00	0.00	0.00	
0	-23	5	1			0.00	11	0.00	0.00	0.00	0.00	
0	2	-20	1			0.00	11	0.00	0.00	0.00	0.00	
0	5	-22	1			0.00	11	0.00	0.00	0.00	0.00	
0	-20	3	1			0.00	11	0.00	0.00	0.00	0.00	
0	-22	6	1			0.00	11	0.00	0.00	0.00	0.00	
0	3	-21	1			0.00	11	0.00	0.00	0.00	0.00	
0	6	-23	1			0.00	11	0.00	0.00	0.00	0.00	
0	-23	7	1			0.00	11	0.00	0.00	0.00	0.00	
0	7	-24	1			0.00	11	0.00	0.00	0.00	0.00	
0	201	202	1			0.00	55	0.00	0.00	0.00	0.00	
0	301	302	1			0.00	11	0.00	0.00	0.00	0.00	
0	205	206	1			0.00	11	0.00	0.00	0.00	0.00	
0	-21	4	1			0.00	11	0.00	0.00	0.00	0.00	
0	4	-26	1			0.00	11	0.00	0.00	0.00	0.00	
0	-26	8	1			0.00	11	0.00	0.00	0.00	0.00	
0	-24	8	1			0.00	11	0.00	0.00	0.00	0.00	
0	202	203	1			0.00	55	0.00	0.00	0.00	0.00	
0	302	303	1			0.00	11	0.00	0.00	0.00	0.00	
0	206	207	1			0.00	11	0.00	0.00	0.00	0.00	
0	203	204	1			0.00	55	0.00	0.00	0.00	0.00	
0	303	304	1			0.00	11	0.00	0.00	0.00	0.00	
0	207	208	1			0.00	11	0.00	0.00	0.00	0.00	
1	1	101	1	1		0.00	55	0.00	0.00	0.00	0.00	
2	2	102	1	1		0.00	55	0.00	0.00	0.00	0.00	
3	3	103	1	1		0.00	55	0.00	0.00	0.00	0.00	
4	4	104	1	1		0.00	55	0.00	0.00	0.00	0.00	
5	5	105	1	1		0.00	55	0.00	0.00	0.00	0.00	
6	6	106	1	1		0.00	55	0.00	0.00	0.00	0.00	
7	7	107	1	1		0.00	55	0.00	0.00	0.00	0.00	
8	8	108	1	1		0.00	55	0.00	0.00	0.00	0.00	
101	101	102	3	7		0.00	55	0.00	0.00	0.00	0.00	
101	102	103	3	7		0.00	55	0.00	0.00	0.00	0.00	
101	103	104	3	7		0.00	55	0.00	0.00	0.00	0.00	
102	105	106	3	7		0.00	55	0.00	0.00	0.00	0.00	
102	106	107	3	7		0.00	55	0.00	0.00	0.00	0.00	
102	107	108	3	7		0.00	55	0.00	0.00	0.00	0.00	
203	101	201	2	1		0.00	55	0.00	0.00	0.00	0.00	
204	102	202	2	1		0.00	55	0.00	0.00	0.00	0.00	
205	103	203	2	1		0.00	55	0.00	0.00	0.00	0.00	
206	104	204	2	1		0.00	55	0.00	0.00	0.00	0.00	
209	205	105	2	1		0.00	55	0.00	0.00	0.00	0.00	
210	206	106	2	1		0.00	55	0.00	0.00	0.00	0.00	
211	207	107	2	1		0.00	55	0.00	0.00	0.00	0.00	
212	208	108	2	1		0.00	55	0.00	0.00	0.00	0.00	
303	201	301	2	1		0.00	55	0.00	0.00	0.00	0.00	
304	202	302	2	1		0.00	55	0.00	0.00	0.00	0.00	
305	203	303	2	1		0.00	55	0.00	0.00	0.00	0.00	
306	204	304	2	1		0.00	55	0.00	0.00	0.00	0.00	
309	301	205	2	1		0.00	55	0.00	0.00	0.00	0.00	
310	302	206	2	1		0.00	55	0.00	0.00	0.00	0.00	
311	303	207	2	1		0.00	55	0.00	0.00	0.00	0.00	
312	304	208	2	1		0.00	55	0.00	0.00	0.00	0.00	

Elenco tipi elementi bidimensionali

Simbologia

Ang. att. = Angolo di attrito
 Ang. dil. = Angolo di dilatanza
 Coes. = Coesione
 Comm. = Commento
 Crit. = Numero del criterio di progetto
 DP = Drucker-Prager
 Kt = Coeff. di sottofondo su suolo elastico alla Winkler
 Mat. = Numero del materiale
 Spess. = Spessore
 Tb = Numero del tipo muro/elemento bidimensionale
 Tipo = Tipologia
 F = Membranale e Flessionale
 M = Membranale
 W-RC = Winkler resistente solo a compressione
 W-RTC = Winkler resistente a trazione e a compressione
 Uso = Utilizzo
 S = Soletta/Platea

Tb	Comm.	Tipo	Uso	Spess. <cm>	Kt <daN/cm>	DP	Ang. att. <grad>	Coes. <daN/mq>	Ang. dil. <grad>	Crit.	Mat.
----	-------	------	-----	----------------	----------------	----	---------------------	-------------------	---------------------	-------	------

Relazione di calcolo

1	Platea	W-RTC	S	20.00	f(strat.)	N	0.00	0.00	0.00	1	5
---	--------	-------	---	-------	-----------	---	------	------	------	---	---

Elenco elementi bidimensionali

Simbologia

Bid. = Numero del muro/elemento bidimensionale

Dy1 = Scost. filo fisso Y1

Dy2 = Scost. filo fisso Y2

FF = Filo fisso

Kt = Coeff. di sottofondo su suolo elastico alla Winkler

NN = Nodi

Tb = Numero del tipo muro/elemento bidimensionale

Bid.	Tb	FF	Dy1 <cm>	Dy2 <cm>	Kt <daN/cm>	NN
502	1	11	0.00	0.00	0.12	-1 -9 -19 1
502	1	11	0.00	0.00	0.12	5 -5 -17 -27
502	1	11	0.00	0.00	0.12	-18 -1 1 -25
502	1	11	0.00	0.00	0.12	5 -28 -16 -5
502	1	11	0.00	0.00	0.12	-22 6 -29 -28
502	1	11	0.00	0.00	0.12	-2 -10 -20 2
502	1	11	0.00	0.00	0.12	-24 8 -30
502	1	11	0.00	0.00	0.12	8 -26 -31
502	1	11	0.00	0.00	0.12	-4 -12 -26 4
502	1	11	0.00	0.00	0.12	-32 -33 -7 -15
502	1	11	0.00	0.00	0.12	-30 -14 -7 -33
502	1	11	0.00	0.00	0.12	-3 -11 -21 3
502	1	11	0.00	0.00	0.12	-29 -32 -15 -6
502	1	11	0.00	0.00	0.12	1 -19 -34 -25
502	1	11	0.00	0.00	0.12	2 -20 -36 -35
502	1	11	0.00	0.00	0.12	3 -21 -38 -37
502	1	11	0.00	0.00	0.12	-25 -34 -22 5
502	1	11	0.00	0.00	0.12	-35 -36 -23 6
502	1	11	0.00	0.00	0.12	-37 -38 -24 7

Bid.	Tb	FF	Dy1 <cm>	Dy2 <cm>	Kt <daN/cm>	NN
502	1	11	0.00	0.00	0.12	5 -27 -25
502	1	11	0.00	0.00	0.12	-27 -17 -18 -25
502	1	11	0.00	0.00	0.12	5 -22 -28
502	1	11	0.00	0.00	0.12	-9 -2 2 -19
502	1	11	0.00	0.00	0.12	-28 -29 -6 -16
502	1	11	0.00	0.00	0.12	-10 -3 3 -20
502	1	11	0.00	0.00	0.12	-30 8 -8 -14
502	1	11	0.00	0.00	0.12	8 -31 -13 -8
502	1	11	0.00	0.00	0.12	-12 -13 -31 -26
502	1	11	0.00	0.00	0.12	-11 -4 4 -21
502	1	11	0.00	0.00	0.12	7 -24 -30 -33
502	1	11	0.00	0.00	0.12	6 -23 -32 -29
502	1	11	0.00	0.00	0.12	-23 7 -33 -32
502	1	11	0.00	0.00	0.12	-19 2 -35 -34
502	1	11	0.00	0.00	0.12	-20 3 -37 -36
502	1	11	0.00	0.00	0.12	-21 4 -26 -38
502	1	11	0.00	0.00	0.12	-34 -35 6 -22
502	1	11	0.00	0.00	0.12	-36 -37 7 -23
502	1	11	0.00	0.00	0.12	-38 -26 8 -24

Elenco tipi solai

Simbologia

Comm. = Commento

Lf1 = Larghezza fascia laterale

QA = Primo carico accidentale

QA2 = Secondo carico accidentale

QA3 = Terzo carico accidentale

Qpn = Carico permanente non strutturale

Qps = Carico permanente strutturale

Rc = Ripartizione carichi

UN = Unidirezionale

Rip. int. = Ripartizione su aste interne

Rip. ter. = Ripartizione su aste terminali

Ts = Numero del tipo solaio

s = Coeff. di riduzione

Ts	Comm.	Rc	Qps <daN/mq>	Qpn <daN/mq>	QA <daN/mq>	QA2 <daN/mq>	QA3 <daN/mq>	Rip. ter.	Rip. int.	Lf1 <m>	s
1	Copertura	UN	15.00	0.00	130.00	0.00	0.00	50.00	50.00	0.00	0.33

Elenco solai

Simbologia

Nodi = Nodi del solaio

Ord. = Orditura

Sol. = Numero del solaio

Ts = Numero del tipo solaio

Sol.	Ts	Ord. <grad>	Nodi
200	1	0.00	101 102 202 201
203	1	0.00	207 208 108 107
300	1	0.00	201 202 302 301
303	1	0.00	301 302 206 205

Sol.	Ts	Ord. <grad>	Nodi
201	1	0.00	102 103 203 202
204	1	0.00	206 207 107 106
301	1	0.00	202 203 303 302
304	1	0.00	302 303 207 206

Sol.	Ts	Ord. <grad>	Nodi
202	1	0.00	103 104 204 203
205	1	0.00	205 206 106 105
302	1	0.00	203 204 304 303
305	1	0.00	303 304 208 207

Elenco tipi tamponature

Relazione di calcolo

Simbologia

Comm. = Commento
 Crit. = Criterio di progetto
 P = Puntoni equivalenti
 S = Genera i puntoni equivalenti
 N = Non genera i puntoni equivalenti
 Qpn = Carico permanente non strutturale
 Rcg = Ripartizione carichi gravitazionali
 AP = Sull'asta di piede
 AL = Sulle aste laterali
 APT = Sulle aste di piede e di testa
 Rcv = Ripartizione carichi vento
 AP = Sull'asta di piede
 AL = Sulle aste laterali
 Tipo = Tipologia
 C = Area di carico
 V = Area di carico e verifica
 Tt = Numero del tipo tamponatura

Tt	Comm.	Qpn <daN/mq>	Rcg	Rcv	P	Tipo	Crit.
1	Tamponatura	50.00	AP	AL	N	C	--

Elenco tamponature

Simbologia

Nodi = Nodi della tamponatura
 Tam. = Numero della tamponatura
 Tt = Numero del tipo tamponatura

Tam.	Tt	Nodi
101	11	-19 2 102 101
104	15	-22 6 106 105
107	14	-26 8 108 208 304 204 104

Tam.	Tt	Nodi
102	12	-20 3 103 102
105	16	-23 7 107 106
206	11	-25 5 105 205 301 201 101

Tam.	Tt	Nodi
103	13	-21 4 104 103
106	17	-24 8 108 107

Carichi

Elenco tipi CCE

Simbologia

γ_{max} = Coeff. γ_{max}
 $\gamma_{min.}$ = Coeff. $\gamma_{min.}$
 ψ_0 = Coeff. ψ_0
 $\psi_{0,s}$ = Coeff. ψ_0 sismico (D.M. 96)
 ψ_1 = Coeff. ψ_1
 ψ_2 = Coeff. ψ_2
 Comm. = Commento
 Durata = Durata del carico
 P = Permanente
 L = Lunga
 M = Media
 B = Breve
 Tipo = Tipologia
 G = Permanente
 Qv = Variabile vento
 Q = Variabile
 Tipo CCE = Tipo condizione di carico elementare

Tipo CCE	Comm.	Tipo	Durata	$\gamma_{min.}$	γ_{max}	ψ_0	ψ_1	ψ_2	$\psi_{0,s}$
1	D.M. 18 Permanenti strutturali	G	P	1.00	1.30				
2	D.M. 18 Permanenti non strutturali	G	L	0.80	1.50				
12	D.M. 18 Variabili Neve (a quota <= 1000 m s.l.m.)	Q	M	0.00	1.50	0.50	0.20	0.00	0.00
11	D.M. 18 Variabili Vento	Qv	B	0.00	1.50	0.60	0.20	0.00	0.00
5	D.M. 18 Variabili Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	Q	M	0.00	1.50	0.70	0.70	0.60	0.00

Condizioni di carico elementari

Simbologia

CCE = Numero della condizione di carico elementare
 Comm. = Commento
 Dir. = Direzione del vento
 Jpx = Moltiplicatore del momento d'inerzia intorno all'asse X
 Jpy = Moltiplicatore del momento d'inerzia intorno all'asse Y
 Jpz = Moltiplicatore del momento d'inerzia intorno all'asse Z
 Mx = Moltiplicatore della massa in dir. X
 My = Moltiplicatore della massa in dir. Y
 Mz = Moltiplicatore della massa in dir. Z
 Sic. = Contributo alla sicurezza
 S = a sfavore
 Tipo = Tipologia di pressione vento
 M = Massimizzata
 E = Esterna
 I = Interna
 Tipo CCE = Tipo di CCE per calcolo agli stati limite
 Var. = Tipo di variabilità

Relazione di calcolo

B = di base

A = ambigua

s = Coeff. di riduzione (T.A. o S.L. D.M. 96)

CCE	Comm.	Tipo CCE	Sic.	Var.	s	Dir. <grad>	Tipo	Mx	My	Mz	Jpx	Jpy	Jpz
1G1		1S	---	---	1.00	---	---	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00
2G2		2S	---	---	1.00	---	---	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00
3Q neve		12S	B	---	1.00	---	---	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00
4Q vento X		11S	A	---	1.00	0.00	M	---	---	---	---	---	---
5Q vento Y		11S	A	---	1.00	90.00	M	---	---	---	---	---	---
6Q cat. C		5S	B	---	1.00	---	---	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00

Elenco carichi aste

Condizione di carico n. 1: G1

Elenco peso proprio aste

Simbologia

A = Area

Comm. = Commento

Mat. = Materiale

P = Peso specifico

PL = Peso specifico a metro lineare

Sez. = Numero della sezione

Sez.	Comm.	A <cmq>	Mat.	P <daN/mc>	PL <daN/m>
1	CHS89x2	5.466370	Acciaio	7850.00	4.29
2	Centina + controcentina	4.050000	Acciaio	7850.00	3.18
3	Profilo grondaia	1.350000	Acciaio	7850.00	1.06

Condizione di carico n. 1: G1

Carichi distribuiti

Simbologia

Asta = Numero dell'asta

DC = Direzione del carico

 XG,YG,ZG = secondo gli assi globali

 XL,YL,ZL = secondo gli assi locali

E = Elemento provenienza del carico

 S = Solaio

 T = Tamponatura

N1 = Nodo iniziale

N2 = Nodo finale

NE = Numero elemento di provenienza del carico

Qf = Carico finale

Qi = Carico iniziale

T = Tipo di carico

 QA = Primo carico accidentale

 QA2 = Secondo carico accidentale

 QA3 = Terzo carico accidentale

 QPS = Carico permanente strutturale

 QPN = Carico permanente non strutturale

 VE = Vento

 M = Manuale

Xf = Distanza finale

Xi = Distanza iniziale

Asta	N1	N2	E	NE	T	DC	Xi <m>	Qi <daN/m>	Xf <m>	Qf <daN/m>
203	101	201	S	200	QPS	ZG	0.00	7.88	0.41	7.88
204	102	202	S	201	QPS	ZG	0.00	7.88	0.41	7.88
205	103	203	S	202	QPS	ZG	0.00	7.88	0.41	7.88
209	205	105	S	205	QPS	ZG	0.00	7.88	0.41	7.88
210	206	106	S	205	QPS	ZG	0.00	7.88	0.41	7.88
211	207	107	S	204	QPS	ZG	0.00	7.88	0.41	7.88
303	201	301	S	300	QPS	ZG	0.00	7.88	0.41	7.88
304	202	302	S	301	QPS	ZG	0.00	7.88	0.41	7.88
305	203	303	S	302	QPS	ZG	0.00	7.88	0.41	7.88
309	301	205	S	303	QPS	ZG	0.00	7.88	0.41	7.88
310	302	206	S	304	QPS	ZG	0.00	7.88	0.41	7.88
311	303	207	S	305	QPS	ZG	0.00	7.88	0.41	7.88

Asta	N1	N2	E	NE	T	DC	Xi <m>	Qi <daN/m>	Xf <m>	Qf <daN/m>
204	102	202	S	200	QPS	ZG	0.00	7.88	0.41	7.88
205	103	203	S	201	QPS	ZG	0.00	7.88	0.41	7.88
206	104	204	S	202	QPS	ZG	0.00	7.88	0.41	7.88
210	206	106	S	204	QPS	ZG	0.00	7.88	0.41	7.88
211	207	107	S	203	QPS	ZG	0.00	7.88	0.41	7.88
212	208	108	S	203	QPS	ZG	0.00	7.88	0.41	7.88
304	202	302	S	300	QPS	ZG	0.00	7.88	0.41	7.88
305	203	303	S	301	QPS	ZG	0.00	7.88	0.41	7.88
306	204	304	S	302	QPS	ZG	0.00	7.88	0.41	7.88
310	302	206	S	303	QPS	ZG	0.00	7.88	0.41	7.88
311	303	207	S	304	QPS	ZG	0.00	7.88	0.41	7.88
312	304	208	S	305	QPS	ZG	0.00	7.88	0.41	7.88

Condizione di carico n. 2: G2

Carichi distribuiti

Asta	N1	N2	E	NE	T	DC	Xi <m>	Qi <daN/m>	Xf <m>	Qf <daN/m>
0	1	-19	T	101	QPN	ZG	0.00	106.00	0.53	106.00
0	1	-25	T	206	QPN	ZG	0.35	116.50	0.75	120.00

Asta	N1	N2	E	NE	T	DC	Xi <m>	Qi <daN/m>	Xf <m>	Qf <daN/m>
0	1	-25	T	206	QPN	ZG	0.00	106.00	0.35	116.50
0	-19	2	T	101	QPN	ZG	0.00	106.00	0.53	106.00

Relazione di calcolo

0	-25	5	T	206	QPN	ZG	0.00	120.00	0.40	116.50	0	-25	5	T	206	QPN	ZG	0.40	116.50	0.75	106.00
0	2	-20	T	102	QPN	ZG	0.00	106.00	0.53	106.00	0	5	-22	T	104	QPN	ZG	0.00	106.00	0.53	106.00
0	-20	3	T	102	QPN	ZG	0.00	106.00	0.53	106.00	0	-22	6	T	104	QPN	ZG	0.00	106.00	0.53	106.00
0	3	-21	T	103	QPN	ZG	0.00	106.00	0.53	106.00	0	6	-23	T	105	QPN	ZG	0.00	106.00	0.53	106.00
0	-23	7	T	105	QPN	ZG	0.00	106.00	0.53	106.00	0	7	-24	T	106	QPN	ZG	0.00	106.00	0.53	106.00
0	-21	4	T	103	QPN	ZG	0.00	106.00	0.53	106.00	0	4	-26	T	107	QPN	ZG	0.00	106.00	0.35	116.50
0	4	-26	T	107	QPN	ZG	0.35	116.50	0.75	120.00	0	-26	8	T	107	QPN	ZG	0.00	120.00	0.40	116.50
0	-26	8	T	107	QPN	ZG	0.40	116.50	0.75	106.00	0	-24	8	T	106	QPN	ZG	0.00	106.00	0.53	106.00

Condizione di carico n. 3: Q neve

Carichi distribuiti

Asta	N1	N2	E	NE	T	DC	X1 <m>	Q1 <daN/m>	Xf <m>	Qf <daN/m>
203	101	201	S	200	QA	ZG	0.00	58.52	0.41	58.52
204	102	202	S	201	QA	ZG	0.00	58.52	0.41	58.52
205	103	203	S	202	QA	ZG	0.00	58.52	0.41	58.52
209	205	105	S	205	QA	ZG	0.00	58.52	0.41	58.52
210	206	106	S	205	QA	ZG	0.00	58.52	0.41	58.52
211	207	107	S	204	QA	ZG	0.00	58.52	0.41	58.52
303	201	301	S	300	QA	ZG	0.00	67.23	0.41	67.23
304	202	302	S	301	QA	ZG	0.00	67.23	0.41	67.23
305	203	303	S	302	QA	ZG	0.00	67.23	0.41	67.23
309	301	205	S	303	QA	ZG	0.00	67.23	0.41	67.23
310	302	206	S	304	QA	ZG	0.00	67.23	0.41	67.23
311	303	207	S	305	QA	ZG	0.00	67.23	0.41	67.23

Condizione di carico n. 4: Q vento X

Carichi distribuiti

Asta	N1	N2	E	NE	T	DC	X1 [m]	Q1 [daN/m]	Xf [m]	Qf [daN/m]
1	1	101	T	206	VE	ZL	0.00	52.50	2.12	52.50
5	5	105	T	206	VE	ZL	0.00	52.50	2.12	52.50
203	101	201	T	206	VE	YL	0.00	27.01	0.41	14.41
209	205	105	T	206	VE	YL	0.00	14.41	0.41	27.01
303	201	301	T	206	VE	YL	0.00	4.83	0.41	0.00
309	301	205	T	206	VE	YL	0.00	0.00	0.41	4.83

Condizione di carico n. 5: Q vento Y

Carichi distribuiti

Asta	N1	N2	E	NE	T	DC	Xi [m]	Qi [daN/m]	Xf [m]	Qf [daN/m]
1	1	101	T	101	VE	YL	0.00	-36.75	2.12	-36.75
2	2	102	T	102	VE	YL	0.00	-36.75	2.12	-36.75
3	3	103	T	103	VE	YL	0.00	-36.75	2.12	-36.75
5	5	105	T	104	VE	YL	0.00	-24.68	2.12	-24.68
6	6	106	T	105	VE	YL	0.00	-24.68	2.12	-24.68
7	7	107	T	106	VE	YL	0.00	-24.68	2.12	-24.68

Elenco carichi elementi bidimensionali

Elenco peso proprio elementi bidimensionali

Simbologia

Comm. = Commento

Mat. = Materiale

P = Peso específico

PQ = Peso specifico per unità di superficie

Spess. = Spessore

Tb = Numero del tipo muro/elemento bidimensionale

Tb	Comm.	Spess. <cm>	Mat.	P <daN/mc>	PQ <daN/mq>
1	Platea	20.00	Calcestruzzo classe C25/30	2500.00	500.00

Relazione di calcolo

Condizione di carico n. 6: Q cat. C Carichi uniformi

Simbologia

Bid. = Numero del muro/elemento bidimensionale
 DC = Direzione del carico
 G = secondo gli assi globali
 L = secondo gli assi locali
 N1 = Nodo1
 N2 = Nodo2
 N3 = Nodo3
 N4 = Nodo4
 Qx = Carico in dir. X
 Qy = Carico in dir. Y
 Qz = Carico in dir. Z
 T = Tipo di carico
 PP = Peso proprio
 M = Manuale

Bid.	N1	N2	N3	N4	T	DC	Qx <daN/mq>	Qy <daN/mq>	Qz <daN/mq>
502	--	--	--	--	M	G	0.00	0.00	600.00

Analisi dei carichi da vento

Calcolo delle azioni del vento

Normativa di riferimento: Norme tecniche per le costruzioni D.M. 17 gennaio 2018 e Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

Zona di ubicazione dell'edificio: a favore sicurezza 1



Classe di rugosità del terreno: B - Area urbana (non di classe A), suburbana, industriale o boschiva (tab. 3.3.III)

Categoria di esposizione del sito: IV

	costa	mare	2 km	10 km	30 km	500m	750m
A	--	IV	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	III	IV	IV	IV
C	--	II	II	III	III	IV	IV
D	I	I	II	II	II	III	III

Parametri derivati (tab. 3.3.I):

$V_{b,0}$ (velocità base di riferimento al livello del mare): 27.00 <m/sec>
 a_0 : 1000.00 <m>
 K_s : 0.40

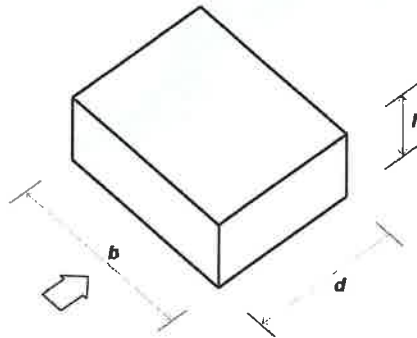
Parametri derivati (tab. 3.3.II):

K_z : 0.22
 z_0 : 0.30 <m>
 z_{min} : 8.00 <m>

Relazione di calcolo

Carico vento copertura

Classificazione della costruzione: Edifici a pianta rettangolare con coperture piane, a falde, inclinate e curvilinee - Pareti verticali (C3.3.8.1.1)



a_s (altitudine sul livello del mare): 19.00 <m>
 T_r (tempo di ritorno): 50 anni
 V_b (velocità base di riferimento [3.3.1]): 25.00 <m/sec>
 c_a (coefficiente di altitudine [3.3.1.b]): 1.00
 V_r (velocità di riferimento [3.3.2]): 25.00 <m/sec>
 c_r (coefficiente di ritorno [3.3.3]): 1.00
 c_t (coefficiente topografico): 1.00
 q_r (pressione cinetica di riferimento): 39.06 <daN/mq>
 c_o (coefficiente di esposizione): 1.63
 c_d (coefficiente dinamico): 1.00
 h (altezza dell'edificio): 2.40 <m>
 b (dimensione in pianta ortogonale al flusso): 3.15 <m>
 d (profondità dell'edificio): 1.50 <m>

Coefficienti di pressione C_{pe} :
sopravento: 0.80
laterale: -0.90
sottovento: -0.53

Pressioni esterne:
sopravento: 51.07 <daN/mq>
laterale: -57.45 <daN/mq>
sottovento: -33.83 <daN/mq>

Criteri di valutazione del C_{pi} (C3.3.8.5) riferiti a edifici aventi: Area con distribuzione uniforme di aperture

Coefficiente di pressione C_{pi} :
positivo: 0.20
negativo: -0.30

Pressioni interna:
positiva: 12.77 <daN/mq>
negativa: -19.15 <daN/mq>

Pressioni massimizzate (esterne+interne):
sopravento: 70.22 <daN/mq>
laterale: -70.22 <daN/mq>
sottovento: -46.60 <daN/mq>

Analisi dei carichi da neve

Calcolo delle azioni della neve

Normativa di riferimento: Norme tecniche per le costruzioni D.M. 17 gennaio 2018 e Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

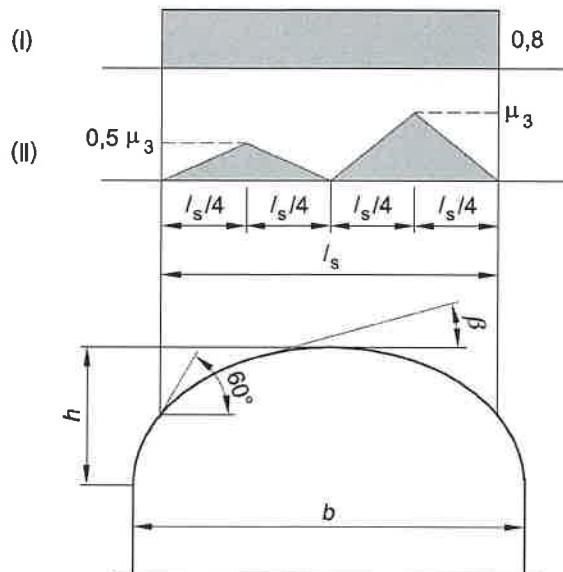
Zona di ubicazione dell'edificio: a favore sicurezza I



Coefficiente di esposizione del sito: Normale

Carico neve

Classificazione della costruzione: Copertura cilindrica



T_r (tempo di ritorno): 50 anni
 C_t (coefficiente termico): 1.00
 a_s (altitudine sul livello del mare): 19.00 <m>

β (angolo d'inclinazione della falda): 25.00 <grad>
 b (base): 1.50 <m>
 h (altezza): 0.29 <m>

Parametri derivati (3.4.2):
 q_{sk} (valore di riferimento del carico neve al suolo) a favore sicurezza: 162.60 <daN/mq>

Parametri derivati (tab. 3.4.I):
 C_e (coefficiente d'esposizione): 1.00
 μ_1 (coefficiente di forma della copertura): 0.80
 μ_3 (coefficiente di forma della copertura): 2.00

Carichi agenti:
 q_s (carico sinistro provocato dalla neve sulle coperture nel caso I): 130.08 <daN/mq>
 q_{ss} (carico sinistro provocato dalla neve sulle coperture nel caso II): 162.60 <daN/mq>
 q_{sd} (carico destro provocato dalla neve sulle coperture nel caso II): 325.21 <daN/mq>

Risultati del calcolo

Parametri di calcolo

La modellazione della struttura e la rielaborazione dei risultati del calcolo sono stati effettuati con: ModeSt ver. 8.30, licenza n. 6773, prodotto da Tecnisoft s.a.s. - Prato
 La struttura è stata calcolata utilizzando come solutore agli elementi finiti:

Relazione di calcolo

Xfinest ver. 9.4.5, licenza n. 3957, prodotto da Ce.A.S. S.r.l. - Milano

Tipo di normativa: stati limite D.M. 18
Tipo di calcolo: sismica dinamica
Vincoli esterni: Considera sempre vincoli assegnati in modellazione
Schematizzazione piani rigidi: nessun impalcato rigido
Modalità di recupero masse secondarie: mantenere sul nodo masse e forze relative

Generazione combinazioni

- Tipo di analisi: Lineare
- Valuta spostamenti e non sollecitazioni: No
- Buckling: No

Opzioni di calcolo

- Sono state considerate infinitamente rigide le zone di connessione fra travi, pilastri ed elementi bidimensionali con una riduzione del 20%
- Calcolo con offset rigidi dai nodi: No
- Uniformare i carichi variabili: No
- Massimizzare i carichi variabili: No
- Recupero carichi zone rigide: taglio e momento flettente
- Modalità di combinazione momento torcente: disaccoppiare le azioni

Opzioni del solutore

Opzioni generali:

- Trascura deformabilità a taglio delle aste: No
- Analisi dinamica con metodo di Lanczos: Si
- Check sequenza di Sturm: Si
- Usa formulazione secante per buckling: No
- Trascura buckling torsionale: No

- Tipo di elemento bidimensionale: QF46
- Calcolo sforzo nei nodi: No

Opzioni per analisi P-Delta:

- Numero massimo di iterazioni: 15
- Valore della norma euclidea degli spostamenti: 0.0001

Opzioni per analisi pushover:

- Esegui analisi in regime di piccoli spostamenti: Si

Opzioni per analisi pushover murature:

- Interrompi analisi nel caso di plasticizzazione per carichi statici: Si
- Utilizza sforzo normale medio: Si

Metodo di convergenza:

- Forze e momenti residui (F)
Valore della norma euclidea delle forze: 0.001
Valore della norma euclidea dei momenti: 0.01

- Opzioni aggiuntive per analisi non lineari in presenza di elementi bidimensionali con comportamento Drucker-Prager:

OPTION PARAM AUTO_INCREMENT=YES

OPTION PARAM LINE_SEARCHES=YES

OPTION PARAM BGINCRS=1.0

OPTION PARAM AVINCRS=1.0

Dati struttura

- Sito di costruzione: LON. 10.431687 LAT. 43.395251

Simbologia

Ag =Accelerazione orizzontale massima al sito

Cc =Coefficiente funzione della categoria del suolo

Fo =Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale

Ss =Coefficiente di amplificazione stratigrafica

Tr =Periodo di ritorno <anni>

TCC =Tipo di combinazione di carico

SLU = Stato limite ultimo

SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara

SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente

SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente

SLD = Stato limite di danno

SND = Stato limite di salvaguardia della vita (non dissipativo)

Tc* =Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale <sec>

TCC	Tr	Ag <g>	Fo	Tc*	Ss	Cc
SLD	50	0.0582	2.52	0.25	1.50	1.66
SLV	475	0.1635	2.41	0.28	1.46	1.60

- Edificio esistente: No
- Spettri: Automatici da normativa
- Tipo di opera: Opera ordinaria
- Vita nominale Vn: 50.00
- Classe d'uso: Classe II
- SL Esercizio: SLOPvr No, SLDPvr 63.00
- SL Ultimi: SLVPvr 10.00, SLCPvr No
- Struttura dissipativa: No
- Quota di riferimento: 0.00 <m>

Relazione di calcolo

- Quota max della struttura: 2.40 <m>
- Altezza della struttura: 2.40 <m>
- Numero piani edificio: 0
- Coefficiente θ : 0.00
- Edificio regolare in altezza: No
- Edificio regolare in pianta: No
- Forze orizzontali convenzionali per stati limite non sismici: No
- Genera stati limite per verifiche di resistenza al fuoco: No

Dati di calcolo

- Categoria del suolo di fondazione: C
- Tipologia strutturale: c.a. o prefabbricata a telaio a più piani e più campate

Periodo T_1	0.17912
Coeff. λ SLD	1.00
Coeff. λ SLV	1.00
Rapporto di sovrarresistenza (α_u/α_t)	1.15
Valore di riferimento del fattore di comportamento (q_0)	3.45
Fattore riduttivo (K_w)	1.00
Fattore riduttivo regolarità in altezza (KR)	0.80
Fattore di comportamento dissipativo (q)	1.50
Fattore di comportamento non dissipativo (qND)	1.50
Fattore di comportamento per SLD (qD)	1.50

- Categoria topografica: T1 - Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
- Coeff. amplificazione topografica S_T : 1.00
- Fattore di comportamento per sisma verticale (q_v): 1.50
- Modalità di calcolo modi di vibrare: Autovalori
- Numero modi: 3
- Modi da considerare: Tali da movimentare una percentuale di massa pari a 85.00%
- Trascura modi con massa movimentata minore di: 5.00%
- Smorzamento spettro: 5.00%

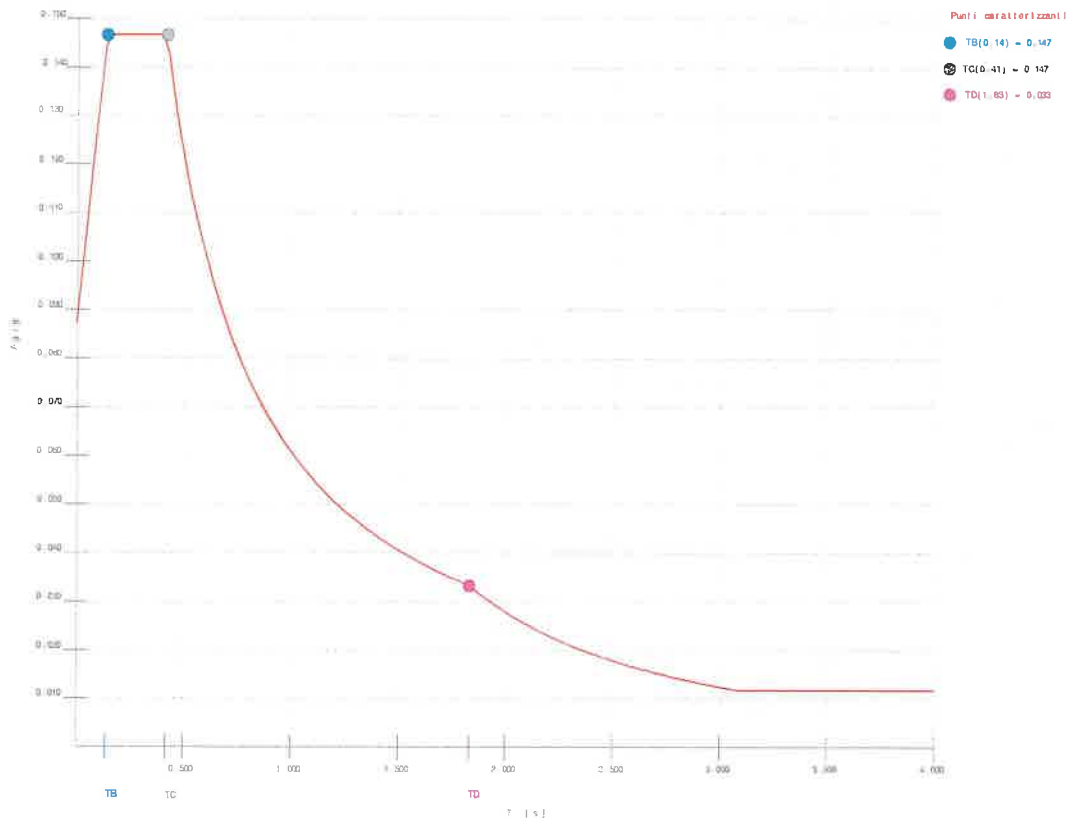


Figura numero 2: Spettro SLD

Relazione di calcolo

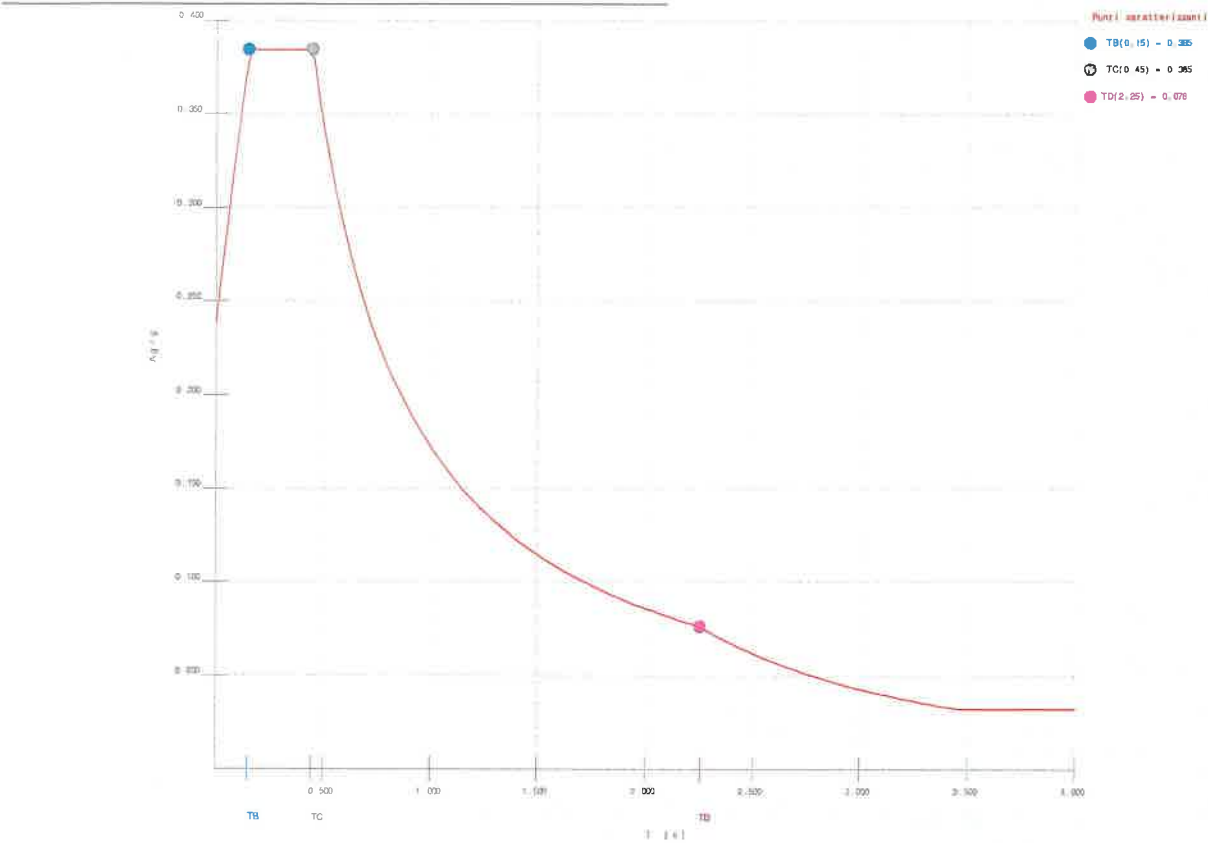


Figura numero 3: Spettro SND

- Angolo di ingresso del sisma: 0.00 <grad>

Ambienti di carico

Simbologia

- N = Numero
Comm. = Commento
1 = G1
2 = G2
3 = Q neve
4 = Q vento X
5 = Q vento Y
6 = Q cat. C
F = azioni orizzontali convenzionali
SLU = Stato limite ultimo
SLR = Stato limite per combinazioni rare
SLF = Stato limite per combinazioni frequenti
SLQ/D = Stato limite per combinazioni quasi permanenti o di danno
S = Si
N = No

N	Comm.	1	2	3	4	5	6	S	SLU	SLR	SLF	SLQ
1	Calcolo sismico	S	S	S	N	N	S	S	N	N	N	N
2	Calcolo statico	S	S	S	N	N	S	S	S	S	S	S
3	Vento da 0°	S	S	S	N	S	N	S	S	S	S	S
4	Vento da 90°	S	S	S	N	S	N	S	S	S	S	S

Elenco combinazioni di carico simboliche

Simbologia

- CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
Comm. = Commento
TCC = Tipo di combinazione di carico
SLU = Stato limite ultimo
SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara
SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente
SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente
SLD = Stato limite di danno
SND = Stato limite di salvaguardia della vita (non dissipativo)

CC	Comm.	TCC	1	2	3	4	5	6	S
1	Amb. 1 (Sisma)	SLU S	1	1	ψ_2			ψ_2	1
2	Amb. 2 (SLU)	SLU	γ max	γ max	γ max			γ max	
3	Amb. 2 (SLE R)	SLE R	1	1	1			1	
4	Amb. 2 (SLE F)	SLE F	1	1	ψ_1			ψ_1	
5	Amb. 2 (SLE Q)	SLE Q	1	1	ψ_2			ψ_2	
6	Amb. 3 (SLU)	SLU	γ max	γ max	γ max	γ max		γ max	

Relazione di calcolo

7	Amb. 3 (SLU)	SLU	γ_{max}	γ_{max}	γ_{max}	$\Psi_0 \cdot \gamma_{max}$	-----	γ_{max}	-----
8	Amb. 3 (SLE R)	SLE R	1	1	1	1	-----	1	-----
9	Amb. 3 (SLE R)	SLE R	1	1	1	Ψ_0	-----	1	-----
10	Amb. 3 (SLE F)	SLE F	1	1	Ψ_1	Ψ_1	-----	Ψ_1	-----
11	Amb. 3 (SLE F)	SLE F	1	1	Ψ_1	Ψ_2	-----	Ψ_1	-----
12	Amb. 3 (SLE Q)	SLE Q	1	1	Ψ_2	Ψ_2	-----	Ψ_2	-----
13	Amb. 4 (SLU)	SLU	γ_{max}	γ_{max}	γ_{max}	-----	γ_{max}	γ_{max}	-----
14	Amb. 4 (SLU)	SLU	γ_{max}	γ_{max}	γ_{max}	-----	$\Psi_0 \cdot \gamma_{max}$	γ_{max}	-----
15	Amb. 4 (SLE R)	SLE R	1	1	1	-----	1	1	-----
16	Amb. 4 (SLE R)	SLE R	1	1	1	-----	Ψ_0	1	-----
17	Amb. 4 (SLE F)	SLE F	1	1	Ψ_1	-----	Ψ_1	Ψ_1	-----
18	Amb. 4 (SLE F)	SLE F	1	1	Ψ_1	-----	Ψ_2	Ψ_1	-----
19	Amb. 4 (SLE Q)	SLE Q	1	1	Ψ_2	-----	Ψ_2	Ψ_2	-----

Genera le combinazioni con un solo carico di tipo variabile come di base: No

Considera sollecitazioni dinamiche con segno dei modi principali: Si

Combinazioni delle CCE

Simbologia

An. = Tipo di analisi

L = Lineare

NL = Non lineare

PD = P-Delta

Bk = Buckling

S = Si

N = No

CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari

Comm. = Commento

TCC = Tipo di combinazione di carico

SLU = Stato limite ultimo

SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara

SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente

SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente

SLD = Stato limite di danno

SND = Stato limite di salvaguardia della vita (non dissipativo)

CC	Comm.	TCC	An.	Bk	1	2	3	4	5	6	S X	S Y
1	Amb. 1 (SLU S) S +X+0.3Y	SND	L	N	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.60	1.00	0.30
2	Amb. 1 (SLE) S +X+0.3Y	SLD	L	N	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.60	1.00	0.30
3	Amb. 1 (SLU S) S -X-0.3Y	SND	L	N	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.60	1.00	-0.30
4	Amb. 1 (SLE) S -X-0.3Y	SLD	L	N	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.60	1.00	-0.30
5	Amb. 1 (SLU S) S -X+0.3Y	SND	L	N	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.60	-1.00	0.30
6	Amb. 1 (SLE) S -X+0.3Y	SLD	L	N	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.60	-1.00	0.30
7	Amb. 1 (SLU S) S -X-0.3Y	SND	L	N	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.60	-1.00	-0.30
8	Amb. 1 (SLE) S -X-0.3Y	SLD	L	N	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.60	-1.00	-0.30
9	Amb. 1 (SLU S) S +0.3X+Y	SND	L	N	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.60	0.30	1.00
10	Amb. 1 (SLE) S +0.3X+Y	SLD	L	N	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.60	0.30	1.00
11	Amb. 1 (SLU S) S -0.3X+Y	SND	L	N	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.60	-0.30	1.00
12	Amb. 1 (SLE) S -0.3X+Y	SLD	L	N	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.60	-0.30	1.00
13	Amb. 1 (SLU S) S +0.3X-Y	SND	L	N	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.60	0.30	-1.00
14	Amb. 1 (SLE) S +0.3X-Y	SLD	L	N	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.60	0.30	-1.00
15	Amb. 1 (SLU S) S -0.3X-Y	SND	L	N	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.60	-0.30	-1.00
16	Amb. 1 (SLE) S -0.3X-Y	SLD	L	N	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.60	-0.30	-1.00
17	Amb. 2 (SLU)	SLU	L	N	1.30	1.50	1.50	0.00	0.00	1.50	0.00	0.00
18	Amb. 2 (SLE R)	SLE R	L	N	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
19	Amb. 2 (SLE F)	SLE F	L	N	1.00	1.00	0.20	0.00	0.00	0.70	0.00	0.00
20	Amb. 2 (SLE Q)	SLE Q	L	N	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.60	0.00	0.00
21	Amb. 3 (SLU)	SLU	L	N	1.30	1.50	1.50	1.50	0.00	1.50	0.00	0.00
22	Amb. 3 (SLU)	SLU	L	N	1.30	1.50	1.50	0.90	0.00	1.50	0.00	0.00
23	Amb. 3 (SLE R)	SLE R	L	N	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00
24	Amb. 3 (SLE R)	SLE R	L	N	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	1.00	0.00	0.00
25	Amb. 3 (SLE F)	SLE F	L	N	1.00	1.00	0.20	0.20	0.00	0.70	0.00	0.00
26	Amb. 3 (SLE F)	SLE F	L	N	1.00	1.00	0.20	0.00	0.00	0.70	0.00	0.00
27	Amb. 3 (SLE Q)	SLE Q	L	N	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.60	0.00	0.00
28	Amb. 4 (SLU)	SLU	L	N	1.30	1.50	1.50	0.00	1.50	1.50	0.00	0.00
29	Amb. 4 (SLU)	SLU	L	N	1.30	1.50	1.50	0.90	0.00	1.50	0.00	0.00
30	Amb. 4 (SLE R)	SLE R	L	N	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00
31	Amb. 4 (SLE R)	SLE R	L	N	1.00	1.00	1.00	0.00	0.60	1.00	0.00	0.00
32	Amb. 4 (SLE F)	SLE F	L	N	1.00	1.00	0.20	0.00	0.20	0.70	0.00	0.00
33	Amb. 4 (SLE F)	SLE F	L	N	1.00	1.00	0.20	0.00	0.00	0.70	0.00	0.00
34	Amb. 4 (SLE Q)	SLE Q	L	N	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.60	0.00	0.00

Elenco masse nodi

Simbologia

Mo = Massa orizzontale

Nodo = Numero del nodo

Nodo	Mo <kg>	Nodo	Mo <kg>	Nodo	Mo <kg>	Nodo	Mo <kg>	Nodo	Mo <kg>	Nodo	Mo <kg>	Nodo	Mo <kg>	Nodo	Mo <kg>	Nodo	Mo <kg>
101	7.43	102	9.63	103	9.63	104	7.43	105	7.43	106	9.63	107	9.63	108	7.43	201	4.59
204	4.59	205	4.59	206	7.86	207	7.86	208	4.59	301	4.58	302	7.84	303	7.84	304	4.58

Totali masse nodi

Mo

Relazione di calcolo

<kg>
142.84

Elenco modi di vibrare, masse partecipanti e coefficienti di partecipazione

Simbologia

Φ_x = Coefficiente di partecipazione in dir. X
 Φ_y = Coefficiente di partecipazione in dir. Y
 Φ_z = Coefficiente di partecipazione in dir. Z
 $\%J_{pz}$ = Percentuale momento d'inerzia polare partecipante intorno all'asse Z
 $\%M_x$ = Percentuale massa partecipante in dir. X
 $\%M_y$ = Percentuale massa partecipante in dir. Y
 $\%M_z$ = Percentuale massa partecipante in dir. Z
C = * indica che il modo è stato considerato
Diff. = Minima differenza percentuale dagli altri periodi
Modo = Numero del modo di vibrare
T = Periodo

Modo	C	T	Diff.	Φ_x	Φ_y	Φ_z	$\%M_x$	$\%M_y$	$\%M_z$	$\%J_{pz}$
1*	0.18	7.31	0.00	3.76	0.00	0.00	99.15	0.00	0.00	0.00
2*	0.17	7.31	-3.76	0.00	0.00	98.97	0.00	0.00	0.00	0.00
3	0.11	49.68	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Tot.cons.							98.97	99.15	0.00	0.00

Elenco coefficienti di risposta

Simbologia

Modo = Numero del modo di vibrare
 S_x = Coefficiente di risposta (moltiplicato per 100) in dir. X
 S_y = Coefficiente di risposta (moltiplicato per 100) in dir. Y

Stato limite di danno

Modo	S_x	S_y
1	14.66	14.66
2	14.66	14.66
3	13.51	13.51

Stato limite di salvaguardia della vita

Modo	S_x	S_y
1	38.46	38.46
2	38.46	38.46
3	34.79	34.79

Domanda in duttilità di curvatura

Direzione X $\mu_{Edx}=17.34$

Direzione Y $\mu_{Edy}=16.24$

Spostamenti relativi massimi allo stato limite di danno

Simbologia

δ = Spostamento relativo
 δ/h = Rapporto (moltiplicato per 1000) tra lo spostamento relativo e l'altezza
CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
N1 = Nodo1
N2 = Nodo2
h = Altezza teorica

I valori degli spostamenti relativi per CC di tipo sismico sono amplificati come da normativa

N1	N2	h	δ	δ/h	CC	N1	N2	h	δ	δ/h	CC	N1	N2	h	δ	δ/h	CC	N1	N2	h	δ	δ/h	CC
		<m>	<cm>					<m>	<cm>					<m>	<cm>					<m>	<cm>		
1	101	2.12	0.43	2.02	16	2	102	2.12	0.48	2.24	16	3	103	2.12	0.48	2.24	14	4	104	2.12	0.43	2.02	14
6	106	2.12	0.48	2.24	12	7	107	2.12	0.48	2.24	10	8	108	2.12	0.43	2.02	10	5	105	2.12	0.43	2.02	12

Min = 2.02

Max = 2.24

Reazioni vincolari

Simbologia

CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
 F_x = Reazione vincolare (forza) in dir. X
 F_y = Reazione vincolare (forza) in dir. Y
 F_z = Reazione vincolare (forza) in dir. Z
 M_x = Reazione vincolare (momento) intorno all'asse X
 M_y = Reazione vincolare (momento) intorno all'asse Y
 M_z = Reazione vincolare (momento) intorno all'asse Z
Nodo = Numero del nodo
TCC = Tipo di combinazione di carico
SLU = Stato limite ultimo
SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara
SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente
SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente
SLD = Stato limite di danno
SND = Stato limite di salvaguardia della vita (non dissipativo)

Relazione di calcolo

Nodo		CC	TCC	Fx <daN>	CC	TCC	Fy <daN>	CC	TCC	Fz <daN>	CC	TCC	Mx <daNm>	CC	TCC	My <daNm>	CC	TCC	Mz <daNm>
-38	Max	1	SND	0.00	1	SND	0.00	13	SND	0.00	13	SND	0.00	5	SND	0.00	1	SND	0.00
-38	Min	1	SND	0.00	1	SND	0.00	11	SND	0.00	11	SND	0.00	3	SND	0.00	1	SND	0.00
-37	Max	1	SND	0.00	1	SND	0.00	9	SND	0.00	3	SND	0.00	3	SND	0.00	1	SND	0.00
-37	Min	1	SND	0.00	1	SND	0.00	15	SND	0.00	5	SND	0.00	5	SND	0.00	1	SND	0.00
-36	Max	1	SND	0.00	1	SND	0.00	11	SND	0.00	9	SND	0.00	9	SND	0.00	1	SND	0.00
-36	Min	1	SND	0.00	1	SND	0.00	13	SND	0.00	15	SND	0.00	15	SND	0.00	1	SND	0.00
-35	Max	1	SND	0.00	1	SND	0.00	11	SND	0.00	9	SND	0.00	1	SND	0.00	1	SND	0.00
-35	Min	1	SND	0.00	1	SND	0.00	13	SND	0.00	15	SND	0.00	7	SND	0.00	1	SND	0.00
-34	Max	1	SND	0.00	1	SND	0.00	9	SND	0.00	9	SND	0.00	7	SND	0.00	1	SND	0.00
-34	Min	1	SND	0.00	1	SND	0.00	3	SND	0.00	15	SND	0.00	1	SND	0.00	1	SND	0.00
-33	Max	1	SND	0.00	1	SND	0.00	9	SND	0.00	9	SND	0.00	11	SND	0.00	1	SND	0.00
-33	Min	1	SND	0.00	1	SND	0.00	15	SND	0.00	15	SND	0.00	13	SND	0.00	1	SND	0.00
-32	Max	1	SND	0.00	1	SND	0.00	9	SND	0.00	9	SND	0.00	11	SND	0.00	1	SND	0.00
-32	Min	1	SND	0.00	1	SND	0.00	15	SND	0.00	15	SND	0.00	13	SND	0.00	1	SND	0.00
-31	Max	1	SND	0.00	1	SND	0.00	15	SND	0.00	7	SND	0.00	13	SND	0.00	1	SND	0.00
-31	Min	1	SND	0.00	1	SND	0.00	9	SND	0.00	1	SND	0.00	11	SND	0.00	1	SND	0.00
-30	Max	1	SND	0.00	1	SND	0.00	9	SND	0.00	11	SND	0.00	15	SND	0.00	1	SND	0.00
-30	Min	1	SND	0.00	1	SND	0.00	15	SND	0.00	13	SND	0.00	9	SND	0.00	1	SND	0.00
-29	Max	1	SND	0.00	1	SND	0.00	9	SND	0.00	13	SND	0.00	15	SND	0.00	1	SND	0.00
-29	Min	1	SND	0.00	1	SND	0.00	15	SND	0.00	11	SND	0.00	9	SND	0.00	1	SND	0.00
-28	Max	1	SND	0.00	1	SND	0.00	9	SND	0.00	11	SND	0.00	15	SND	0.00	1	SND	0.00
-28	Min	1	SND	0.00	1	SND	0.00	15	SND	0.00	13	SND	0.00	9	SND	0.00	1	SND	0.00
-27	Max	1	SND	0.00	1	SND	0.00	11	SND	0.00	15	SND	0.00	9	SND	0.00	1	SND	0.00
-27	Min	1	SND	0.00	1	SND	0.00	13	SND	0.00	9	SND	0.00	3	SND	0.00	1	SND	0.00
-26	Max	1	SND	0.00	1	SND	0.00	11	SND	0.00	13	SND	0.00	7	SND	0.00	1	SND	0.00
-26	Min	1	SND	0.00	1	SND	0.00	13	SND	0.00	11	SND	0.00	1	SND	0.00	1	SND	0.00
-25	Max	1	SND	0.00	1	SND	0.00	9	SND	0.00	11	SND	0.00	9	SND	0.00	1	SND	0.00
-25	Min	1	SND	0.00	1	SND	0.00	3	SND	0.00	13	SND	0.00	1	SND	0.00	1	SND	0.00
-24	Max	1	SND	0.00	1	SND	0.00	15	SND	0.00	15	SND	0.00	9	SND	0.00	1	SND	0.00
-24	Min	1	SND	0.00	1	SND	0.00	9	SND	0.00	9	SND	0.00	15	SND	0.00	1	SND	0.00
-23	Max	1	SND	0.00	1	SND	0.00	15	SND	0.00	9	SND	0.00	11	SND	0.00	1	SND	0.00
-23	Min	1	SND	0.00	1	SND	0.00	9	SND	0.00	15	SND	0.00	13	SND	0.00	1	SND	0.00
-22	Max	1	SND	0.00	1	SND	0.00	15	SND	0.00	13	SND	0.00	15	SND	0.00	1	SND	0.00
-22	Min	1	SND	0.00	1	SND	0.00	9	SND	0.00	11	SND	0.00	9	SND	0.00	1	SND	0.00
-21	Max	1	SND	0.00	1	SND	0.00	1	SND	0.00	7	SND	0.00	9	SND	0.00	1	SND	0.00
-21	Min	1	SND	0.00	1	SND	0.00	7	SND	0.00	1	SND	0.00	3	SND	0.00	1	SND	0.00
-20	Max	1	SND	0.00	1	SND	0.00	9	SND	0.00	1	SND	0.00	3	SND	0.00	1	SND	0.00
-20	Min	1	SND	0.00	1	SND	0.00	15	SND	0.00	7	SND	0.00	9	SND	0.00	1	SND	0.00
-19	Max	1	SND	0.00	1	SND	0.00	11	SND	0.00	7	SND	0.00	9	SND	0.00	1	SND	0.00
-19	Min	1	SND	0.00	1	SND	0.00	13	SND	0.00	1	SND	0.00	15	SND	0.00	1	SND	0.00
-18	Max	1	SND	0.00	1	SND	0.00	13	SND	0.00	7	SND	0.00	9	SND	0.00	1	SND	0.00
-18	Min	1	SND	0.00	1	SND	0.00	11	SND	0.00	1	SND	0.00	3	SND	0.00	1	SND	0.00
-17	Max	1	SND	0.00	1	SND	0.00	3	SND	0.00	5	SND	0.00	9	SND	0.00	1	SND	0.00
-17	Min	1	SND	0.00	1	SND	0.00	5	SND	0.00	3	SND	0.00	3	SND	0.00	1	SND	0.00
-16	Max	1	SND	0.00	1	SND	0.00	13	SND	0.00	11	SND	0.00	9	SND	0.00	1	SND	0.00
-16	Min	1	SND	0.00	1	SND	0.00	11	SND	0.00	13	SND	0.00	3	SND	0.00	1	SND	0.00
-15	Max	1	SND	0.00	1	SND	0.00	15	SND	0.00	9	SND	0.00	11	SND	0.00	1	SND	0.00
-15	Min	1	SND	0.00	1	SND	0.00	9	SND	0.00	15	SND	0.00	13	SND	0.00	1	SND	0.00
-14	Max	1	SND	0.00	1	SND	0.00	13	SND	0.00	11	SND	0.00	1	SND	0.00	1	SND	0.00
-14	Min	1	SND	0.00	1	SND	0.00	11	SND	0.00	13	SND	0.00	7	SND	0.00	1	SND	0.00
-13	Max	1	SND	0.00	1	SND	0.00	13	SND	0.00	15	SND	0.00	3	SND	0.00	1	SND	0.00
-13	Min	1	SND	0.00	1	SND	0.00	11	SND	0.00	9	SND	0.00	5	SND	0.00	1	SND	0.00
-12	Max	1	SND	0.00	1	SND	0.00	7	SND	0.00	9	SND	0.00	3	SND	0.00	1	SND	0.00
-12	Min	1	SND	0.00	1	SND	0.00	1	SND	0.00	15	SND	0.00	3	SND	0.00	1	SND	0.00
-11	Max	1	SND	0.00	1	SND	0.00	5	SND	0.00	7	SND	0.00	11	SND	0.00	1	SND	0.00
-11	Min	1	SND	0.00	1	SND	0.00	3	SND	0.00	1	SND	0.00	13	SND	0.00	1	SND	0.00
-10	Max	1	SND	0.00	1	SND	0.00	11	SND	0.00	5	SND	0.00	13	SND	0.00	1	SND	0.00
-10	Min	1	SND	0.00	1	SND	0.00	13	SND	0.00	3	SND	0.00	9	SND	0.00	1	SND	0.00
-9	Max	1	SND	0.00	1	SND	0.00	15	SND	0.00	5	SND	0.00	11	SND	0.00	1	SND	0.00
-9	Min	1	SND	0.00	1	SND	0.00	9	SND	0.00	3	SND	0.00	13	SND	0.00	1	SND	0.00
-8	Max	1	SND	0.00	1	SND	0.00	15	SND	0.00	11	SND	0.00	15	SND	0.00	1	SND	0.00
-8	Min	1	SND	0.00	1	SND	0.00	9	SND	0.00	13	SND	0.00	9	SND	0.00	1	SND	0.00
-7	Max	1	SND	0.00	1	SND	0.00	15	SND	0.00	9	SND	0.00	9	SND	0.00	1	SND	0.00
-7	Min	1	SND	0.00	1	SND	0.00	9	SND	0.00	15	SND	0.00	15	SND	0.00	1	SND	0.00
-6	Max	1	SND	0.00	1	SND	0.00	13	SND	0.00	9	SND	0.00	15	SND	0.00	1	SND	0.00
-6	Min	1	SND	0.00	1	SND	0.00	11	SND	0.00	15	SND	0.00	9	SND	0.00	1	SND	0.00
-5	Max	1	SND	0.00	1	SND	0.00	3	SND	0.00	11	SND	0.00	15	SND	0.00	1	SND	0.00
-5	Min	1	SND	0.00	1	SND	0.00	5	SND	0.00	13	SND	0.00	9	SND	0.00	1	SND	0.00
-4	Max	1	SND	0.00	1	SND	0.00	11	SND	0.00	7	SND	0.00	9	SND	0.00	1	SND	0.00
-4	Min	1	SND	0.00	1	SND	0.00	13	SND	0.00	1	SND	0.00	3	SND	0.00	1	SND	0.00
-3	Max	1	SND	0.00	1	SND	0.00	7	SND	0.00	5	SND	0.00	13	SND	0.00	1	SND	0.00
-3	Min	1	SND	0.00	1	SND	0.00	1	SND	0.00	3	SND	0.00	11	SND	0.00	1	SND	0.00
-2	Max	1	SND	0.00	1	SND	0.00	7	SND	0.00	5	SND	0.00	13	SND	0.00	1	SND	0.00
-2	Min	1	SND	0.00	1	SND	0.00	1	SND	0.00	3	SND	0.00	11	SND	0.00	1	SND	0.00
-1	Max	1	SND	0.00	1	SND	0.00	15	SND	0.00	11	SND	0.00	15	SND	0.00	1	SND	0.00
-1	Min	1	SND	0.00	1	SND	0.00	9	SND	0.00	13	SND	0.00	9	SND	0.00	1	SND	0.00
1	Max	5	SND	6.79	17	SLU	83.24	13	SND	0.00	11	SND	0.00	9	SND	0.00	21	SLU	17.75
1	Min	21	SLU	-135.59	28	SLU	-46.94	11	SND	0.00	13	SND	0.00	15	SND	0.00	1	SND	0.49
2	Max	5	SND	6.48	21	SLU	103.90	3	SND	0.00	15	SND	0.00	1	SND	0.00	17	SLU	10.97
2	Min	21	SLU	-32.60	28	SLU	-106.51	5	SND	0.00	9	SND	0.00	1	SND	0.00	1	SND	0.09
3	Max	7	SND	6.57	17	SLU	103.77	13	SND	0.00	7	SND	0.00	3	SND	0.00	1	SND	-0.09
3	Min	21	SLU	-32.60	28	SLU	-106.51	11	SND	0.00	1	SND	0.00	21	SLU	0.00	1	SND	-11.05
4	Max	7	SND	6.90	21	SLU	83.57	3	SND	0.00	9	SND	0.00	3	SND	0.00	1	SND	-0.49
4	Min	21	SLU	-101.81	28	SLU	-												

Relazione di calcolo

7Max	5SND	6.57	15SND	-2.20	1SND	0.00	1SND	0.00	15SND	0.00	28SLU	13.6
7Min	21SLU	-32.60	28SLU	-253.21	7SND	0.00	7SND	0.00	9SND	0.00	1SND	0.0
8Max	5SND	6.91	15SND	-0.98	11SND	0.00	13SND	0.00	7SND	0.00	28SLU	20.0
8Min	21SLU	-101.81	28SLU	-179.17	13SND	0.00	11SND	0.00	3SND	0.00	1SND	0.4

Tensioni sul terreno

Simbologia

σ_t = Tensione sul terreno
 CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
 Nodo = Numero del nodo
 TCC = Tipo di combinazione di carico
 SLU = Stato limite ultimo
 SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara
 SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente
 SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente
 SLD = Stato limite di danno
 SND = Stato limite di salvaguardia della vita (non dissipativo)

Nodo		CC	TCC	σ_t <daN/cm ² >	Nodo		CC	TCC	σ_t <daN/cm ² >	Nodo		CC	TCC	σ_t <daN/cm ² >	Nodo		CC	TCC	σ_t <daN/cm ² >
-38	Max	21	SLU	0.20	-38	Min.	7	SND	0.10	-37	Max	21	SLU	0.19	-37	Min.	7	SND	0.10
-36	Max	21	SLU	0.19	-36	Min.	13	SND	0.10	-35	Max	28	SLU	0.19	-35	Min.	3	SND	0.10
-34	Max	28	SLU	0.19	-34	Min.	3	SND	0.10	-33	Max	28	SLU	0.23	-33	Min.	15	SND	0.10
-32	Max	28	SLU	0.23	-32	Min.	13	SND	0.10	-31	Max	28	SLU	0.20	-31	Min.	7	SND	0.10
-30	Max	28	SLU	0.23	-30	Min.	15	SND	0.10	-29	Max	28	SLU	0.23	-29	Min.	13	SND	0.10
-28	Max	28	SLU	0.23	-28	Min.	13	SND	0.10	-27	Max	28	SLU	0.20	-27	Min.	3	SND	0.10
-26	Max	21	SLU	0.20	-26	Min.	7	SND	0.10	-25	Max	28	SLU	0.19	-25	Min.	3	SND	0.10
-24	Max	28	SLU	0.22	-24	Min.	15	SND	0.10	-23	Max	28	SLU	0.22	-23	Min.	13	SND	0.10
-22	Max	28	SLU	0.22	-22	Min.	13	SND	0.10	-21	Max	21	SLU	0.20	-21	Min.	11	SND	0.10
-20	Max	21	SLU	0.19	-20	Min.	9	SND	0.10	-19	Max	17	SLU	0.19	-19	Min.	9	SND	0.10
-18	Max	17	SLU	0.19	-18	Min.	1	SND	0.10	-17	Max	28	SLU	0.20	-17	Min.	3	SND	0.10
-16	Max	28	SLU	0.23	-16	Min.	13	SND	0.10	-15	Max	28	SLU	0.23	-15	Min.	13	SND	0.10
-14	Max	28	SLU	0.23	-14	Min.	15	SND	0.10	-13	Max	28	SLU	0.20	-13	Min.	7	SND	0.10
-12	Max	21	SLU	0.20	-12	Min.	5	SND	0.10	-11	Max	21	SLU	0.20	-11	Min.	11	SND	0.10
-10	Max	21	SLU	0.19	-10	Min.	9	SND	0.10	-9	Max	17	SLU	0.19	-9	Min.	9	SND	0.10
-8	Max	28	SLU	0.23	-8	Min.	15	SND	0.10	-7	Max	28	SLU	0.23	-7	Min.	15	SND	0.10
-6	Max	28	SLU	0.23	-6	Min.	13	SND	0.10	-5	Max	28	SLU	0.23	-5	Min.	13	SND	0.10
-4	Max	21	SLU	0.20	-4	Min.	11	SND	0.10	-3	Max	21	SLU	0.19	-3	Min.	11	SND	0.10
-2	Max	17	SLU	0.19	-2	Min.	9	SND	0.10	-1	Max	17	SLU	0.19	-1	Min.	9	SND	0.10
1	Max	17	SLU	0.19	1	Min.	9	SND	0.10	2	Max	17	SLU	0.19	2	Min.	9	SND	0.10
3	Max	21	SLU	0.19	3	Min.	11	SND	0.10	4	Max	21	SLU	0.20	4	Min.	11	SND	0.10
5	Max	28	SLU	0.22	5	Min.	13	SND	0.10	6	Max	28	SLU	0.22	6	Min.	13	SND	0.10
7	Max	28	SLU	0.22	7	Min.	15	SND	0.10	8	Max	28	SLU	0.22	8	Min.	15	SND	0.10

Criteri di progetto utilizzati**Aste in acciaio**

Generali	
Verifica aste in acciaio	
Numero punti di verifica	10.00
Numero CC da considerare di tipo I	99.00
Stati limite D.M. 18	
Verifiche con EC3	No
Coeff. amplificativo sollecitazioni per effetti del secondo ordine	1.00
Stampe	
Verifiche da riportare in relazione	Aste più sollecitate a parità di sezione e numero
Stampa dettaglio verifiche	No

Specifici	1	4
Materiali		
CNR 10011		
Tipo di acciaio	FE360	FE360
D.M. 18		
Tipo di acciaio per profilati a sezione aperta	S235	S235
	UNI EN	UNI EN
	10025-2	10025-2
Tipo di acciaio per profilati a sezione cava	S235H	S235H
	UNI EN	UNI EN
	10210-1	10210-1
EC3		
Tipo di acciaio	S235	S235
-Fy <daN/cm²>	2350.00	2350.00
-Fu <daN/cm²>	3600.00	3600.00
-Fy,40 <daN/cm²>	2150.00	2150.00
-Fu,40 <daN/cm²>	3600.00	3600.00
γ M0	1.05	1.05
γ M1	1.05	1.05
γ M2	1.25	1.25
γ Rd	1.30	1.30
γ Ov	1.25	1.25
-Considera come elemento esistente (S.L. D.M. 18/EC3)	No	No
-Livello di conoscenza	LC1	LC1
-Fattore di confidenza	1.35	1.35
Verifiche di resistenza		
Rapporto fra area effettiva e area nominale	1.00	1.00
Rapporto fra area netta e area nominale	1.00	1.00
Coeff. di forma intorno all'asse Y	1.00	1.00
Coeff. di forma intorno all'asse Z	1.00	1.00
Verifica le bielle solo con sollecitazioni di trazione moltiplicate per	Si	Si
Valutare la τ per torsione nei punti di spigolo (CNR 10011)	No	No
-Pari a		
Stati limite D.M. 18/EC3		
-Elemento dissipativo	No	No
-Effettua le verifiche della gerarchia delle resistenze per strutture intelaiate	No	No
-Usa classe I in pressoflessione deviata se non presente in archivio	No	No
-Verifica in campo plastico elemento non dissipativo	No	No
Stati limite D.M. 18		
-Usa prescrizioni EC3 quando più dettagliate	Si	Si
-Considera prescrizioni relative ai ponti	No	No
Verifiche di resistenza sezioni generiche		
Spessore nominale <cm>	0.00	0.00
Momento di inerzia torsionale <cm⁴>	0.00	0.00
Costante di ingobbamento <cm⁶>	0.00	0.00
Riduzione resistenza flessionale come per sezioni a I	No	No
Area resistente a taglio in dir. Y locale <cm²>	0.00	0.00
Area resistente a taglio in dir. Z locale <cm²>	0.00	0.00
Verifiche di deformabilità		
Max valore del rapporto tra la luce e la freccia (totale)	250.00	200.00
Max valore del rapporto tra la luce e la freccia (solo accidentali)	300.00	250.00
Max valore del rapporto tra altezza e spostamento orizz. (aste)	300.00	300.00
Max valore del rapporto tra altezza e spostamento orizz. (membrature)	500.00	500.00
Considerare anche spostamento relativo nodi per calcolo freccia	Si	No
Considerare solo la verifica di deformabilità delle membrature	Si	Si
Trascura deformazione dovuta al sisma (T.A.)	No	No
Verifiche di stabilità		
Riduzione lunghezza libera d'inflessione		
-Distanza fra i nodi dell'asta	x	x
-Distanza ridotta delle zone rigide moltiplicate per il valore		
Tipo di accoppiamento aste composte		
-Separate		
-Calastrellate		
-Imbottite		
-Automatico	x	x
Calcolo momento medio usando valori assoluti	Si	Si

Relazione di calcolo

Interasse calastrelli o imbottiture		
-Distanza pari a <m>		
-Interasse da normativa moltiplicato per il valore	0.80	0.80
-Aste rigidamente collegate		
Curva di stabilità (D.M. 18/EC3)	Automatica	Automatica
Aste laminate	Si	Si
Sigma max amm. senza verifiche di stabilità (CNR 10011) <%>	2.00	2.00
Verifica nei piani principali	Si	Si
Carichi sull'estradosso (CNR 10011)	Si	Si
Verifiche di stabilità asta		
Verifiche di stabilità globale nel piano XZ locale	Si	Si
-Coeff. β intorno all'asse Y	1.00	1.00
Verifiche di stabilità globale nel piano XY locale	Si	Si
-Coeff. β intorno all'asse Z	1.00	1.00
Verifiche di stabilità flessione - torsionale	Si	Si
-Coeff. per calcolo interasse ritegni torsionali	1.00	1.00
Eseguire anche le verifiche al punto 7.3.2 (CNR 10011)	Si	Si
Aste inflesse (D.M. 18/EC3)		
-Coeff. Ψ per calcolo momento critico		
-Valuta in base ai momenti dell'asta	x	x
-Utilizza valore imposto		
-Fattore correttivo di distribuzione K_c	1.00	0.94
-Snellezza di riferimento $\lambda_{cr,0}$	0.40	0.40
-Coeff. β	0.75	0.75
Aste pressoinflesse (D.M. 18/EC3)		
-Considera come molto deformabile a torsione	No	No
-Fattore correttivo di distribuzione α_{mY}/C_{mY}	0.95	0.95
-Fattore correttivo di distribuzione α_{mZ}/C_{mZ}	0.95	0.95
-Fattore correttivo di distribuzione α_{mLT}/C_{mLT}	0.95	0.95
Verifiche di stabilità all'imbozzamento (CNR 10011)		
-Numero irrigidimenti orizzontali anima	0.00	0.00
-Interasse irrigidimenti verticali anima		
-Numero di suddivisioni		
-Distanza non inferiore a <cm>		
-Pari alla lunghezza dell'asta	x	x
-Modalità di calcolo $\sigma_{cr,id}$		
-Normativa		
-Massonet	x	x
-Ballio		
Verifiche di stabilità membratura		
Massimo numero aste costituenti unica membratura	1.00	1.00
Sforzo normale di verifica		
-Massimo valore fra tutte le aste	x	x
-Media aritmetica dei valori di tutte le aste		
-Media pesata di tutte le aste		
Contributo eventuali sforzi di trazione	No	No
Incremento snellezza	Si	Si
Verifiche di stabilità globale nel piano XZ locale	Si	Si
-Coeff. β intorno all'asse Y calcolato in funzione dello sforzo normale		
-Coeff. β intorno all'asse Y	1.00	1.00
Verifiche di stabilità globale nel piano XY locale	Si	Si
-Coeff. β intorno all'asse Z calcolato in funzione dello sforzo normale		
-Coeff. β intorno all'asse Z	1.00	1.00
Verifiche di stabilità flessione - torsionale	Si	Si
-Coeff. per calcolo interasse ritegni torsionali	1.00	1.00
Membrature inflesse (D.M. 18/EC3)		
-Coeff. Ψ per calcolo momento critico		
-Valuta in base ai momenti della membratura	x	x
-Utilizza valore imposto		
-Fattore correttivo di distribuzione K_c	0.94	0.94
-Snellezza di riferimento $\lambda_{cr,0}$	0.40	0.40
-Coeff. β	0.75	0.75
Membrature pressoinflesse (D.M. 18/EC3)		
-Considera come molto deformabile a torsione	No	No
-Fattore correttivo di distribuzione α_{mY}/C_{mY}	0.95	0.95
-Fattore correttivo di distribuzione α_{mZ}/C_{mZ}	0.95	0.95
-Fattore correttivo di distribuzione α_{mLT}/C_{mLT}	0.95	0.95
Dati per verifiche di resistenza al fuoco		
-Tempo di verifica (REI) <minuti>	120.00	120.00
-Fattore di momento uniforme equivalente β_M, y	1.10	1.10
-Fattore di momento uniforme equivalente β_M, z	1.10	1.10
-Fattore di momento uniforme equivalente β_M, LT	1.10	1.10

Solette/Platee

Generali	
Parametri di progetto	
Progetto e verifica con metodo d'integrazione	No
-Massima dimensione della linea d'integrazione	1.00
Calcolo armature con metodo di Wood	No
Accoppia pilastri per calcolo punzonamento	Si
-Massima distanza come un moltiplicatore dello spessore	1.50

Relazione di calcolo

Armatura a taglio	
Controllo resistenza a taglio allo S.L.U. DM 96	No
Verifica con taglio totale	No
Progetta a taglio con traliccio ad inclinazione variabile	Si
-In Classe A limita ctg θ a	2.50
-In Classe B limita ctg θ a	2.50
Parametri di disegno	
Disposizione disegno	4
Particolari nel disegno principale	
-Eliminare le quotature	No
-Eliminare le campiture	No
-Eliminare la numerazione dei pilastri	No
-Eliminare la numerazione delle travi e dei muri	No
Particolari nei disegni secondari	
-Eliminare le quotature	Si
-Eliminare le campiture	Si
-Eliminare la numerazione dei pilastri	Si
-Eliminare la numerazione delle travi e dei muri	Si
Disegno armatura diffusa	Si
Posizione particolari punzonamento	In automatico
Copriferro per calcolo lunghezza ferri <cm>	3.50
Risvoltare al bordo i ferri	
-Inferiori	Si
-Superiori	Si
Lunghezza risvolti ferri al bordo	Pari all'altezza meno due volte il copriferro
Disegno particolare ferri al bordo	Si
Scala disegno particolare ferri al bordo	20.00
Calcolo lunghezza ferri semplificato	No
Stampe	
Tipo di relazione	Sintetica

Specifici	1
Materiali	
-Considera come elemento esistente	No
-Calcestruzzo	
-Livello di conoscenza	LC2
-Fattore di confidenza	1.20
-Tipo di calcestruzzo	C25/30
-Rck calcestruzzo	300.00
-Modulo elastico <daN/cm ² >	314472.00
-Resistenza caratteristica cilindrica (Fck)	249.00
-Resistenza caratteristica a trazione (Fctk)	17.91
-Resistenza media (Fcm) <daN/cm ² >	370.50
-Resistenza media a trazione (Fctm) <daN/cm ² >	28.35
- σ amm. calcestruzzo <daN/cm ² >	97.50
- τ_{c0} <daN/cm ² >	6.00
- τ_{c1} <daN/cm ² >	18.30
-Riduci Fcd per tutte le verifiche secondo il D.M. 18	Si
- γ_c per stati limite ultimi	
-Automatico	x
-Pari a	
-Acciaio	
-Livello di conoscenza	LC2
-Fattore di confidenza	1.20
-Tipo di acciaio	B450C
-Modulo elastico <daN/cm ² >	206000.00
-Tensione caratteristica di snervamento (Fyk) <daN/cm ² >	4500.00
-Tensione media di snervamento (Fym) <daN/cm ² >	4500.00
-Sigma amm. acciaio <daN/cm ² >	2600.00
-Sigma amm. reti e tralicci <daN/cm ² >	2600.00
-Allungamento per verifiche di duttilità (Agt) <%>	4.00
- γ_s per stati limite ultimi	
-Automatico	x
-Pari a	
-Coeff. di omogeneizzazione	15.00
Parametri di calcolo	
Parametri di progetto secondo il D.M. 18	
-Elemento dissipativo	No
-Sollecitazioni dissipative amplificate per elementi di fondazione	Si
Angolo d'armatura <grad>	0.00
Copriferro teorico superiore <cm>	3.50
Copriferro teorico inferiore <cm>	3.50
Tipo di progetto in doppia armatura	
-Tensione pari ai valori amm.	
-Tensione pari ai valori amm. con AfComp/AfTesa minore o pari a	1.00
-Tensione pari ai valori amm. con AfComp/AfTesa pari a	
Min. percentuale di regolamento	
-Platee di fondazione su suolo elastico	Si
-Solette di elevazione	No
Controlla min. armatura di ripartizione	Si
Armatura a flessione	
Elenco diametri utilizzabili 1 <mm>	10
Elenco diametri utilizzabili 2 <mm>	12
Elenco diametri utilizzabili 3 <mm>	14

Relazione di calcolo

Elenco diametri utilizzabili 4 <mm>	16
Elenco diametri utilizzabili 5 <mm>	
Elenco diametri utilizzabili 6 <mm>	
Elenco diametri utilizzabili 7 <mm>	
Passi utilizzabili	
-Minimo <cm>	10.00
-Massimo <cm>	20.00
-Incremento <cm>	5.00
Uniformizzazione interassi armatura	No
-Sempre	
-Nella stessa direzione	
-Nella stessa posizione	
Uniformizzazione diametri armatura	No
-Sempre	
-Nella stessa direzione	
-Nella stessa posizione	
Tipo di ottimizzazione armatura a flessione	
-Minimizza il numero dei ferri	x
-Minimizza il peso complessivo dei ferri	
Verifiche a taglio	
-Escludi punti di verifica sotto piramidi di punzonamento	No
-Escludi punti di verifica sotto muri/bidimensionali	No
Ancoraggi	
Fattore di riduzione per ancoraggio ferri	0.70
Lunghezza ancoraggi armature	
-Calcolata in funzione della Sigmaf	x
-Imposta come multiplo del diametro	
Lunghezza ancoraggi ferri punzonamento	
-Calcolata in funzione della Sigmaf	x
-Imposta come multiplo del diametro	
Armatura a punzonamento	
Fattore di riduzione altezza soletta/platea	0.90
Modifica altezza soletta/platea	Si
Allargamento piastra pilastri in acciaio <cm>	5.00
Distanza dal bordo libero (D.M. 92/96)	
-Distanza come un moltiplicatore dello spessore	1.00
-Distanza imposta a <cm>	
Tipo di armatura a punzonamento	
-Solo un ferro piegato	
-Serie di barre verticali disposte radialmente	x
-Controlla prescrizioni EC2	No
Moltiplicatore altezza utile per valutare perimetro efficace (D.M. 18)	2.00
Tolleranza di posizionamento barre	
-Distanza come un moltiplicatore dello spessore	0.10
-Distanza imposta a <cm>	
Elenco diametri utilizzabili 1 <mm>	12
Elenco diametri utilizzabili 2 <mm>	14
Elenco diametri utilizzabili 3 <mm>	16
Elenco diametri utilizzabili 4 <mm>	18
Elenco diametri utilizzabili 5 <mm>	
Elenco diametri utilizzabili 6 <mm>	
Elenco diametri utilizzabili 7 <mm>	
Passi utilizzabili	
-Minimo <cm>	10.00
-Massimo <cm>	20.00
-Incremento <cm>	2.00
Tipo di ottimizzazione armatura a punzonamento	
-Minimizza il numero dei ferri	x
-Minimizza il peso complessivo dei ferri	
Dati per progettazione agli stati limite	
Condizioni ambientali	
-Ordinarie	
-Aggressive	x
-Molto aggressive	
Controllo rapporto X/D	No
Classificazione barre tese/comprese	
-Solo le barre con deformazione percentuale rispetto alla barra più tesa/compressa non inferiore a <%>	30.00
-In funzione della deformazione	

Verifiche e armature solette/platee

Simbologia

Δ_m	= Distanza media tra le fessure
Φ_{eq}	= Diametro equivalente delle barre
$\beta(u_0)$	= Coeff. amplificativo dello sforzo di punzonamento sul perimetro u_0
$\beta(u_1)$	= Coeff. amplificativo dello sforzo di punzonamento sul perimetro u_1
ϵ_{sm}	= Deformazione unitaria media dell'armatura (*1000)
v	= Coeff. di riduzione della resistenza per il calcestruzzo fessurato a taglio
ρ_l	= Rapporto d'armatura longitudinale (*1000)
σ_c	= Tensione nel calcestruzzo
σ_f	= Tensione nel ferro

Relazione di calcolo

σ_s	= Tensione nell'acciaio nella sezione fessurata
$A_{c\ eff}$	= Area di calcestruzzo efficace
A_s	= Area complessiva dei ferri nell'area di calcestruzzo efficace
A_{sW}	= Area di armatura a taglio a punzonamento
AfE I	= Area di ferro effettiva totale presente nel punto di verifica, inferiore
AfE S	= Area di ferro effettiva totale presente nel punto di verifica, superiore
AfE St.	= Area di ferro effettiva della staffatura
CC	= Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
Cf inf	= Copriferro inferiore
Cf sup	= Copriferro superiore
Cls	= Tipo di calcestruzzo
DV	= Direzione di verifica XX = Verifica per momento Mxx YY = Verifica per momento Myy
Fcd	= Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo
Fck	= Resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo
Fctd	= Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo
Fctk	= Resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo
Fyd	= Resistenza di calcolo dell'acciaio
Fyk	= Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio
K_2	= Coefficiente per distribuzione deformazioni
M'ydy	= Momento resistente massimo in campo sostanzialmente elastico intorno all'asse Y
MRdy	= Momento resistente allo stato limite ultimo intorno all'asse Y
Mom	= Momento flettente
My	= Momento flettente intorno all'asse Y
Mz	= Momento intorno all'asse Z
Nodo	= Numero del nodo
Pil	= Numero del pilastro
Sic.	= Sicurezza
Spess.	= Spessore
TCC	= Tipo di combinazione di carico SLU = Stato limite ultimo SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente SLD = Stato limite di danno SND = Stato limite di salvaguardia della vita (non dissipativo)
Tp	= Tipo di acciaio
$V_{Edr\ red}\ (u_0)$	= Valore di progetto del taglio agente ridotto sul perimetro u_0
$V_{Edr\ red}\ (u_1)$	= Valore di progetto del taglio agente ridotto sul perimetro u_1
$V_{ad,c}$	= Resistenza di progetto a punzonamento
$V_{Rd,c}$	= Resistenza a taglio punzonamento
$V_{Rd,max}$	= Valore di progetto del max taglio punzonamento resistente lungo la sez. di verifica
VRcd	= Taglio ultimo lato calcestruzzo
VRsd	= Taglio ultimo lato armatura
Vrdu	= Taglio ultimo resistente
Vsdu	= Taglio agente nella direzione del momento ultimo
Wk	= Ampiezza caratteristica delle fessure
X	= Coordinata X del nodo
Y	= Coordinata Y del nodo
a	= Distanza dal contorno del pilastro al perimetro di verifica considerato
c	= Ricoprimento dell'armatura
ctg θ	= Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
d	= Media delle altezze utili nelle due direzioni ortogonali
s	= Distanza massima tra le barre
u_0	= Perimetro del pilastro
u_1	= Perimetro di verifica di base
$u_{out,ef}$	= Perimetro u_{out} efficace oltre il quale non sono più richieste armature
$V_{Ed}\ (u_0)$	= Tensione max di taglio sul perimetro u_0
$V_{Ed}\ (u_1)$	= Tensione max di taglio sul perimetro u_1

Platea a quota 0.00

Caratteristiche delle sezioni e dei materiali utilizzati

Spess.	Cf sup	Cf inf	Cls	Fck	Fctk	Fcd	Fctd	Tp	Fyk	Fyd
<cm>	<cm>	<cm>		<daN/cm ² >	<daN/cm ² >	<daN/cm ² >	<daN/cm ² >		<daN/cm ² >	<daN/cm ² >
20.00	3.50	3.50	C25/30	249.00	17.91	141.10	11.94	B450C	4500.00	3913.04

Stato limite ultimo - Verifiche a flessione/pressoflessione

Nodo	X	Y	DV	CC	TCC	AfE S	AfE I	My	MRdy	Sic.
	<m>	<m>				<cmq>	<cmq>	<daNm>	<daNm>	
-1	-0.30	-0.30	XX	21	SLU	4.52	4.52	8.18	3015.23	>100
-36	1.57	0.75	XX	17	SLU	4.52	4.52	-37.60	-3015.23	80.192
-36	1.57	0.75	YY	21	SLU	4.52	4.52	-63.70	-3015.23	47.338
-29	1.04	1.64	YY	28	SLU	4.52	4.52	5.73	3015.23	>100

Stato limite elastico - Verifiche a flessione/pressoflessione

Nodo	X	Y	DV	CC	TCC	AfE S	AfE I	My	M'ydy	Sic.
	<m>	<m>				<cmq>	<cmq>	<daNm>	<daNm>	
1	0.00	0.00	XX	1	SND	4.52	4.52	6.18	2647.58	>100
-37	2.10	0.75	XX	1	SND	4.52	4.52	-27.17	-2647.58	97.429
-36	1.57	0.75	YY	15	SND	4.52	4.52	-26.56	-2647.58	99.670
-11	2.77	-0.30	YY	15	SND	4.52	4.52	4.20	2647.58	>100

Stato limite ultimo - Verifiche a taglio

Nodo	X	Y	DV	CC	TCC	AfE S	AfE I	AfE St.	Vsdu	ctg θ	VRcd	VRsd	Vrdu	Sic.
	<m>	<m>				<cmq>	<cmq>	<cmq/m>	<daN>		<daN>	<daN>	<daN>	
5	0.00	1.50	XX	28	SLU	4.52	4.52		69.09				8150.73	>100
-22	0.53	1.50	XX	3	SND	4.52	4.52		55.75				8150.73	>100

Relazione di calcolo

-12	3.45	0.40	YY	28	SLU	4.52	4.52		53.91			8150.73	>100
-12	3.45	0.40	YY	9	SND	4.52	4.52		40.19			8150.73	>100

Stato limite d'esercizio - Verifiche tensionali

Nodo	X	Y	DV	CC	TCC	AFE S	AFE I	Mom	σ_c	σ_t
	<mm>	<mm>				<cmq>	<cmq>	<daNm>	<daN/cmq>	<daN/cmq>
-1	-0.30	-0.30	XX	23	SLE R	4.52	4.52	5.60	0.18	8.22
-1	-0.30	-0.30	XX	20	SLE Q	4.52	4.52	2.63	0.08	3.85
-36	1.57	0.75	XX	18	SLE R	4.52	4.52	-25.12	0.79	36.85
-36	1.57	0.75	XX	20	SLE Q	4.52	4.52	-26.60	0.84	39.03
-36	1.57	0.75	YY	23	SLE R	4.52	4.52	-45.01	1.42	66.03
-36	1.57	0.75	YY	20	SLE Q	4.52	4.52	-26.52	0.84	38.90
-29	1.04	1.64	YY	30	SLE R	4.52	4.52	3.87	0.12	5.68
-11	2.77	-0.30	YY	20	SLE Q	4.52	4.52	3.34	0.11	4.90

Stato limite d'esercizio - Verifiche a fessurazione

Nodo	X	Y	DV	CC	TCC	c	s	K ₂	Φ_{eq}	Δ_{lim}	Δ_d	$\Delta_{c,eff}$	σ_s	ϵ_{sm}	WK
	<mm>	<mm>				<mm>	<mm>			<mm>	<cmq>	<cmq>	<daN/cmq>		<mm>
-1	-0.30	-0.30	XX	20	SLE Q	29.00	250.00	0.50	12.00	170.99	5.65	532.45	3.85	0.00	0.00
-1	-0.30	-0.30	XX	25	SLE F	29.00	250.00	0.50	12.00	170.99	5.65	532.45	4.73	0.00	0.00
-36	1.57	0.75	XX	20	SLE Q	29.00	250.00	0.50	12.00	170.99	5.65	532.45	39.03	0.01	0.00
-36	1.57	0.75	XX	19	SLE F	29.00	250.00	0.50	12.00	170.99	5.65	532.45	38.60	0.01	0.00
-36	1.57	0.75	YY	20	SLE Q	29.00	250.00	0.50	12.00	170.99	5.65	532.45	38.90	0.01	0.00
-36	1.57	0.75	YY	25	SLE F	29.00	250.00	0.50	12.00	170.99	5.65	532.45	44.33	0.01	0.00
-11	2.77	-0.30	YY	20	SLE Q	29.00	250.00	0.50	12.00	170.99	5.65	532.45	4.90	0.00	0.00
-11	2.77	-0.30	YY	19	SLE F	29.00	250.00	0.50	12.00	170.99	5.65	532.45	4.92	0.00	0.00

Stato limite ultimo - Verifiche a punzonamento

Pil	CC	TCC	d	M _y	M _z	U ₀	V _{ed,red} (U ₀)	β (U ₀)	v	V _{ed} (U ₀)	V _{ed,max}	α	U ₁	V _{ed,red} (U ₁)	β (U ₁)	ρ_1	V _{ed} (U ₁)	V _{red,n}	A _{tr}	V _{red,cs}	U _{out,ef}
			<mm>	<daNm>	<daNm>	<mm>	<daN>			<daN/mq>	<daN/mq>	<mm>	<mm>	<daN>			<daN/mq>	<daN/mq>	<cmq>	<daN/mq>	<mm>
1	21	SLU	0.17	11.39	41.24	0.38	4.89	19.56	0.54	1532.65	381139.00	0.33	0.89	271.46	1.33	2.74	2452.77	49398.40	0.00	0.00	0.00
2	21	SLU	0.17	7.03	50.54	0.57	16.03	7.75	0.54	1327.77	381139.00	0.33	1.60	445.40	1.24	2.74	2095.89	49398.40	0.00	0.00	0.00
3	21	SLU	0.17	6.80	50.51	0.57	15.89	7.80	0.54	1324.95	381139.00	0.33	1.60	447.13	1.24	2.74	2101.98	49398.40	0.00	0.00	0.00
4	21	SLU	0.17	9.62	41.38	0.38	5.31	17.96	0.54	1529.34	381139.00	0.33	0.89	274.67	1.33	2.74	2470.19	49398.40	0.00	0.00	0.00
5	28	SLU	0.17	0.24	53.36	0.38	5.96	19.97	0.54	1909.61	381139.00	0.33	0.89	280.06	1.40	2.74	2662.93	49398.40	0.00	0.00	0.00
6	28	SLU	0.17	0.16	65.61	0.57	14.96	10.30	0.54	1646.72	381139.00	0.33	1.60	459.49	1.30	2.74	2266.27	49398.40	0.00	0.00	0.00
7	28	SLU	0.17	0.16	65.61	0.57	14.96	10.30	0.54	1646.72	381139.00	0.33	1.60	459.49	1.30	2.74	2266.27	49398.40	0.00	0.00	0.00
8	28	SLU	0.17	0.24	53.36	0.38	5.96	19.97	0.54	1909.61	381139.00	0.33	0.89	280.06	1.40	2.74	2662.93	49398.40	0.00	0.00	0.00

Verifiche aste in acciaio

Simbologia

Φ_y	=	Coefficiente Φ per inflessione intorno all'asse y(c)
Φ_z	=	Coefficiente Φ per inflessione intorno all'asse z(e)
χ_y	=	Coefficiente χ di riduzione per instabilità intorno all'asse y(c)
χ_z	=	Coefficiente χ di riduzione per instabilità intorno all'asse z(e)
δ	<cm>	=Spostamento relativo asta
λ_y	=	Snellezza adimensionale per inflessione intorno all'asse y(c)
λ_z	=	Snellezza adimensionale per inflessione intorno all'asse z(e)
λ_y	=	Snellezza per inflessione intorno all'asse y(c)
λ_z	=	Snellezza per inflessione intorno all'asse z(e)
$\sigma_{D,max}$	<daN/cm²>	=Tensione ideale massima
σ_N	<daN/cm²>	=Tensione normale per momento flettente
σ_N	<daN/cm²>	=Tensione normale per sforzo normale
τ	<daN/cm²>	=Tensione tangenziale per taglio e/o torsione
A_{eff}	<cm²>	=Area effettiva per trazione
A_{net}	<cm²>	=Area netta per compressione
Area	<cm²>	=Area
Atag,y	<cm²>	=Area resistente a taglio in dir. Y
Atag,z	<cm²>	=Area resistente a taglio in dir. Z
CC	=	Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
Cod.	=	Codice
Curva	=	Curva di instabilità adottata
D	<cm>	=Distanza
Fyk	<daN/cm²>	=Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio
Fyt	<daN/cm²>	=Tensione caratteristica di rottura
Iy	<cm⁴>	=Raggio giratorio d'inerzia rispetto all'asse Y
Iz	<cm⁴>	=Raggio giratorio d'inerzia rispetto all'asse Z
J ₀	<cm⁶>	=Costante di ingobbamento
Jy	<cm⁴>	=Momento d'inerzia rispetto all'asse Y
Jz	<cm⁴>	=Momento d'inerzia rispetto all'asse Z
L	<cm>	=Lunghezza dell'asta
M	<daNm>	=Momento agente
M,Ed	<daNm>	=Momento flettente di calcolo
M,V,c,Rd	<daNm>	=Resistenza di calcolo a flessione ridotta per taglio
MN,c,Rd	<daNm>	=Resistenza di calcolo a pressoflessione
Mx	<daNm>	=Momento torcente intorno all'asse X
My	<daNm>	=Momento flettente intorno all'asse Y
Myeq,Ed	<daNm>	=Valore equivalente del momento flettente intorno all'asse Y
Mz	<daNm>	=Momento flettente intorno all'asse Z
Mzeq,Ed	<daNm>	=Valore equivalente del momento flettente intorno all'asse Z
N	<daN>	=Sforzo normale
N,Ed	<daN>	=Forza assiale di calcolo
Nc,Rd	<daN>	=Resistenza a compressione
Ncr,y	<daN>	=Sforzo normale critico euleriano per inflessione intorno all'asse y(c)
Ncr,z	<daN>	=Sforzo normale critico euleriano per inflessione intorno all'asse z(e)
Sez.	=	Numero della sezione
T	<daN>	=Taglio agente
Tipo	=	Tipologia
		Cir.c = Circolare cava
		R = Rettangolare
Tp	=	Tipo di acciaio
Ty	<daN>	=Taglio in dir. Y
Tz	<daN>	=Taglio in dir. Z
V,Ed	<daN>	=Forza di taglio di calcolo
Vc,Rd,Red	<daN>	=Resistenza a taglio ridotta

Relazione di calcolo

Wy,plas	<cm>	=Modulo di resistenza plastico intorno all'asse Y
Wymin	<cm>	=Modulo di resistenza minimo rispetto all'asse Y
Wz,plas	<cm>	=Modulo di resistenza plastico intorno all'asse Z
Wzmin	<cm>	=Modulo di resistenza minimo rispetto all'asse Z
Xl	<m>	=Coordinata progressiva (dal nodo iniziale dell'asta) in cui viene effettuato il progetto/verifica
fz,c	<cm>	=Freccia in direzione Z globale
fz,l	<cm>	=Freccia in direzione Z locale

Caratteristiche profilati utilizzati

Sez.	Cod.	Tipo	D <cm>	Area <cm²>	Anet <cm²>	Aeff <cm²>	Jy <cm⁴>	Jz <cm⁴>	Iy <cm>	Iz <cm>	Wymin <cm>	Wzmin <cm>	TP	Fyk <daN/cm²>	Fyt <daN/cm²>
1	CHS89x2	Cir.c	--	5.47	5.47	5.47	51.75	51.75	3.08	3.08	11.63	11.63	S235H UNI EN 10210-1	2350.00	3600.00
2	Centina + controcentina	R	--	4.05	4.05	4.05	0.07	27.34	0.13	2.60	0.30	6.08	S235 UNI EN 10025-2	2350.00	3600.00

Caratteristiche profilati utilizzati

Sez.	Cod.	Wy,plas <cm>	Wz,plas <cm>	Atag,y <cm²>	Atag,z <cm²>	Jw <cm⁶>
1	CHS89x2	15.08	15.08	3.48	3.48	
2	Centina + controcentina	0.46	9.11	4.05	4.05	

Aste di numero 1 e sezione 1 (CHS89x2) - Crit. 1

Asta n. 1 (1 101)

- Verifica in termini tensionali [4.2.4] - CC 15 SND Xl=0.00 - Classe 3
Sollecitazioni: N=-19.12 T=14.45 M=29.45 M_K=-1.46
Tensioni: $\sigma_N=-3.50$ $\sigma_{m,d}=-253.25$ $\tau=6.28$ $\sigma_{max}=-256.75$ (sfrut=0.11)
Tensioni: $\sigma_N=-3.50$ $\sigma_{m,d}=-0.00$ $\tau=11.56$ $\tau_{max}=11.56$ (sfrut=0.01)
Tensioni: $\sigma_N=-3.50$ $\sigma_{m,d}=-253.25$ $\tau=6.28$ $\sigma_{ID,max}=256.98$ (sfrut=0.11)
- Verifica a taglio e torsione Dir. Z [4.2.25] - CC 21 SLU Xl=0.00 - Classe 1
Sollecitazioni: T=25.19 M_K=-3.96
V,Ed=25.19 Vc,Rd,Red=4437.58 V,Ed/Vc,Rd,Red=0.01
- Verifica a presso o tenso-flessione retta YY (4.2.4.1.2.7) - CC 21 SLU Xl=0.00 - Classe 1
Sollecitazioni: N=-35.87 T=25.19 M=42.78 M_K=-3.96
M,Ed=42.78 M,V,c,Rd=337.53
N,Ed=-35.87 Nc,Rd=-12234.30 YY n=N,Ed/Nc,Rd=0.00 MN,c,Rd=336.54 M,Ed/MN,c,Rd=0.13
- Verifica di stabilità aste presso-inflesse (C4.2.4.1.3.3.1) - CC 21 SLU - Classe 1
Sollecitazioni: N,Ed=-35.87 Myeq,Ed=8.54 Mzeq,Ed=-30.93
L=2.12
 $\lambda=68.90$ Ncr,y=23863.00 $\lambda^*_y=0.73$ Curva a: $\Phi_y=0.83$ $\chi_y=0.83$
 $\lambda=68.90$ Ncr,z=23863.00 $\lambda^*_z=0.73$ Curva a: $\Phi_z=0.83$ $\chi_z=0.83$
 $\chi_{min}=0.83$
Verifica: 0.00+0.10=0.10
- Verifica Spostamento relativo massimo per singola asta - CC 23
 $\delta=0.40$ (L/531)

Aste di numero 2 e sezione 1 (CHS89x2) - Crit. 1

Asta n. 2 (2 102)

- Verifica in termini tensionali [4.2.4] - CC 15 SND Xl=0.00 - Classe 3
Sollecitazioni: N=-26.56 T=16.19 M=33.05
Tensioni: $\sigma_N=-4.86$ $\sigma_{m,d}=-284.21$ $\tau=0.00$ $\sigma_{max}=-289.07$ (sfrut=0.13)
Tensioni: $\sigma_N=-4.86$ $\sigma_{m,d}=-0.00$ $\tau=5.92$ $\tau_{max}=5.92$ (sfrut=0.00)
Tensioni: $\sigma_N=-4.86$ $\sigma_{m,d}=-284.21$ $\tau=0.00$ $\sigma_{ID,max}=289.07$ (sfrut=0.13)
- Verifica a taglio e torsione Dir. Z [4.2.25] - CC 28 SLU Xl=2.12 - Classe 1
Sollecitazioni: T=28.36 M_K=-2.15
V,Ed=28.36 Vc,Rd,Red=4464.69 V,Ed/Vc,Rd,Red=0.01
- Verifica a presso o tenso-flessione retta YY (4.2.4.1.2.7) - CC 21 SLU Xl=0.00 - Classe 1
Sollecitazioni: N=-56.74 T=26.24 M=51.03 M_K=-2.56
M,Ed=51.03 M,V,c,Rd=337.53
N,Ed=-56.74 Nc,Rd=-12234.30 YY n=N,Ed/Nc,Rd=0.00 MN,c,Rd=335.96 M,Ed/MN,c,Rd=0.15
- Verifica di stabilità aste presso-inflesse (C4.2.4.1.3.3.1) - CC 21 SLU - Classe 1
Sollecitazioni: N,Ed=-56.74 Myeq,Ed=5.27 Mzeq,Ed=-37.91
L=2.12
 $\lambda=68.90$ Ncr,y=23863.00 $\lambda^*_y=0.73$ Curva a: $\Phi_y=0.83$ $\chi_y=0.83$
 $\lambda=68.90$ Ncr,z=23863.00 $\lambda^*_z=0.73$ Curva a: $\Phi_z=0.83$ $\chi_z=0.83$
 $\chi_{min}=0.83$
Verifica: 0.01+0.11=0.12
- Verifica Spostamento relativo massimo per singola asta - CC 23
 $\delta=0.48$ (L/437)

Aste di numero 3 e sezione 1 (CHS89x2) - Crit. 1

Asta n. 3 (3 103)

- Verifica in termini tensionali [4.2.4] - CC 13 SND Xl=0.00 - Classe 3
Sollecitazioni: N=-26.56 T=16.19 M=33.05
Tensioni: $\sigma_N=-4.86$ $\sigma_{m,d}=-284.21$ $\tau=0.00$ $\sigma_{max}=-289.07$ (sfrut=0.13)
Tensioni: $\sigma_N=-4.86$ $\sigma_{m,d}=-0.00$ $\tau=5.92$ $\tau_{max}=5.92$ (sfrut=0.00)

Relazione di calcolo

Tensioni: $\sigma_N = -4.86$ $\sigma_{m,d} = -284.21$ $\tau = 0.00$ $\sigma_{ID,max} = 289.07$ (sfrut=0.13)

- Verifica a taglio e torsione Dir. Z [4.2.25] - CC 28 SLU $X1=2.12$ - Classe 1
Sollecitazioni: $T=28.36$ $M_x=2.15$
 $V, Ed=28.36$ $V_c, Rd, Red=4464.69$ $V, Ed/V_c, Rd, Red=0.01$
- Verifica a presso o tenso-flessione retta YY (4.2.4.1.2.7) - CC 21 SLU $X1=0.00$ - Classe 1
Sollecitazioni: $N=-56.74$ $T=26.21$ $M=50.97$ $M_x=2.57$
 $M, Ed=50.97$ $M, V, c, Rd=337.53$
 $N, Ed=-56.74$ $N_c, Rd=-12234.30$ YY $n=N, Ed/N_c, Rd=0.00$ $MN, c, Rd=335.96$ $M, Ed/MN, c, Rd=0.15$
- Verifica di stabilità aste presso-inflesse (C4.2.4.1.3.3.1) - CC 21 SLU - Classe 1
Sollecitazioni: $N, Ed=-56.74$ $Myeq, Ed=5.10$ $Mzeq, Ed=-37.89$
 $L=2.12$
 $\lambda=68.90$ $Ncr, y=23863.00$ $\lambda^*_y=0.73$ Curva a: $\Phi_y=0.83$ $\chi_y=0.83$
 $\lambda=68.90$ $Ncr, z=23863.00$ $\lambda^*_z=0.73$ Curva a: $\Phi_z=0.83$ $\chi_z=0.83$
 $\chi_{min}=0.83$
Verifica: $0.01+0.11=0.12$
- Verifica Spostamento relativo massimo per singola asta - CC 23
 $\delta=0.48$ (L/437)

Aste di numero 4 e sezione 1 (CHS89x2) - Crit. 1

Asta n. 4 (4 104)

- Verifica in termini tensionali [4.2.4] - CC 13 SND $X1=0.00$ - Classe 3
Sollecitazioni: $N=-19.12$ $T=14.45$ $M=29.45$ $M_x=1.46$
Tensioni: $\sigma_N=-3.50$ $\sigma_{m,d}=-253.25$ $\tau=6.28$ $\sigma_{max}=-256.75$ (sfrut=0.11)
Tensioni: $\sigma_N=-3.50$ $\sigma_{m,d}=-0.00$ $\tau=11.56$ $\tau_{max}=11.56$ (sfrut=0.01)
Tensioni: $\sigma_N=-3.50$ $\sigma_{m,d}=-253.25$ $\tau=6.28$ $\sigma_{ID,max}=256.98$ (sfrut=0.11)
- Verifica a taglio e torsione Dir. Z [4.2.25] - CC 21 SLU $X1=0.00$ - Classe 1
Sollecitazioni: $T=23.54$ $M_x=3.74$
 $V, Ed=23.54$ $V_c, Rd, Red=4440.95$ $V, Ed/V_c, Rd, Red=0.01$
- Verifica a presso o tenso-flessione retta YY (4.2.4.1.2.7) - CC 21 SLU $X1=0.00$ - Classe 1
Sollecitazioni: $N=-35.87$ $T=23.54$ $M=42.48$ $M_x=3.74$
 $M, Ed=42.48$ $M, V, c, Rd=337.53$
 $N, Ed=-35.87$ $N_c, Rd=-12234.30$ YY $n=N, Ed/N_c, Rd=0.00$ $MN, c, Rd=336.54$ $M, Ed/MN, c, Rd=0.13$
- Verifica di stabilità aste presso-inflesse (C4.2.4.1.3.3.1) - CC 21 SLU - Classe 1
Sollecitazioni: $N, Ed=-35.87$ $Myeq, Ed=7.21$ $Mzeq, Ed=-31.04$
 $L=2.12$
 $\lambda=68.90$ $Ncr, y=23863.00$ $\lambda^*_y=0.73$ Curva a: $\Phi_y=0.83$ $\chi_y=0.83$
 $\lambda=68.90$ $Ncr, z=23863.00$ $\lambda^*_z=0.73$ Curva a: $\Phi_z=0.83$ $\chi_z=0.83$
 $\chi_{min}=0.83$
Verifica: $0.00+0.09=0.10$
- Verifica Spostamento relativo massimo per singola asta - CC 23
 $\delta=0.40$ (L/529)

Aste di numero 5 e sezione 1 (CHS89x2) - Crit. 1

Asta n. 5 (5 105)

- Verifica in termini tensionali [4.2.4] - CC 11 SND $X1=0.00$ - Classe 3
Sollecitazioni: $N=-19.12$ $T=14.45$ $M=29.45$ $M_x=1.46$
Tensioni: $\sigma_N=-3.50$ $\sigma_{m,d}=-253.25$ $\tau=6.28$ $\sigma_{max}=-256.75$ (sfrut=0.11)
Tensioni: $\sigma_N=-3.50$ $\sigma_{m,d}=-0.00$ $\tau=11.56$ $\tau_{max}=11.56$ (sfrut=0.01)
Tensioni: $\sigma_N=-3.50$ $\sigma_{m,d}=-253.25$ $\tau=6.28$ $\sigma_{ID,max}=256.98$ (sfrut=0.11)
- Verifica a taglio e torsione Dir. Z [4.2.25] - CC 28 SLU $X1=0.00$ - Classe 1
Sollecitazioni: $T=30.82$ $M_x=4.19$
 $V, Ed=30.82$ $V_c, Rd, Red=4434.10$ $V, Ed/V_c, Rd, Red=0.01$
- Verifica a presso o tenso-flessione retta YY (4.2.4.1.2.7) - CC 28 SLU $X1=0.00$ - Classe 1
Sollecitazioni: $N=-35.94$ $T=30.82$ $M=53.36$ $M_x=4.19$
 $M, Ed=53.36$ $M, V, c, Rd=337.53$
 $N, Ed=-35.94$ $N_c, Rd=-12234.30$ YY $n=N, Ed/N_c, Rd=0.00$ $MN, c, Rd=336.54$ $M, Ed/MN, c, Rd=0.16$
- Verifica di stabilità aste presso-inflesse (C4.2.4.1.3.3.1) - CC 28 SLU - Classe 1
Sollecitazioni: $N, Ed=-35.94$ $Myeq, Ed=0.22$ $Mzeq, Ed=40.02$
 $L=2.12$
 $\lambda=68.90$ $Ncr, y=23863.00$ $\lambda^*_y=0.73$ Curva a: $\Phi_y=0.83$ $\chi_y=0.83$
 $\lambda=68.90$ $Ncr, z=23863.00$ $\lambda^*_z=0.73$ Curva a: $\Phi_z=0.83$ $\chi_z=0.83$
 $\chi_{min}=0.83$
Verifica: $0.00+0.12=0.12$
- Verifica Spostamento relativo massimo per singola asta - CC 30
 $\delta=0.54$ (L/394)

Aste di numero 6 e sezione 1 (CHS89x2) - Crit. 1

Asta n. 6 (6 106)

- Verifica in termini tensionali [4.2.4] - CC 11 SND $X1=0.00$ - Classe 3
Sollecitazioni: $N=-26.56$ $T=16.19$ $M=33.05$

Relazione di calcolo

- Tensioni: $\sigma_N = -4.86$ $\sigma_{m,d} = -284.21$ $\tau = 0.00$ $\sigma_{max} = -289.07$ (sfrut=0.13)
Tensioni: $\sigma_N = -4.86$ $\sigma_{m,d} = -0.00$ $\tau = 5.92$ $\tau_{max} = 5.92$ (sfrut=0.00)
Tensioni: $\sigma_N = -4.86$ $\sigma_{m,d} = -284.21$ $\tau = 0.00$ $\sigma_{TD,max} = 289.07$ (sfrut=0.13)
- Verifica a taglio e torsione Dir. Z [4.2.25] - CC 28 SLU $X1=0.00$ - Classe 1
Sollecitazioni: $T=40.96$ $M_x=2.83$
 $V, Ed=40.96$ $V_c, Rd, Red=4454.50$ $V, Ed/V_c, Rd, Red=0.01$
- Verifica a presso o tenso-flessione retta YY (4.2.4.1.2.7) - CC 28 SLU $X1=0.00$ - Classe 1
Sollecitazioni: $N=-56.82$ $T=40.96$ $M=65.61$ $M_x=2.83$
 $M, Ed=65.61$ $M, V, c, Rd=337.53$
 $N, Ed=-56.82$ $N_c, Rd=-12234.30$ YY $n=N, Ed/N_c, Rd=0.00$ $MN, c, Rd=335.96$ $M, Ed/MN, c, Rd=0.20$
- Verifica di stabilità aste presso-inflesse (C4.2.4.1.3.3.1) - CC 28 SLU - Classe 1
Sollecitazioni: $N, Ed=-56.82$ $Myeq, Ed=0.16$ $Mzeq, Ed=49.21$
 $L=2.12$
 $\lambda=68.90$ $Ncr, y=23863.00$ $\lambda^*_y=0.73$ Curva a: $\Phi_y=0.83$ $\chi_y=0.83$
 $\lambda=68.90$ $Ncr, z=23863.00$ $\lambda^*_z=0.73$ Curva a: $\Phi_z=0.83$ $\chi_z=0.83$
 $\chi_{min}=0.83$
Verifica: $0.01+0.15=0.15$
- Verifica Spostamento relativo massimo per singola asta - CC 30
 $\delta=0.63$ (L/335)

Aste di numero 7 e sezione 1 (CHS89x2) - Crit. 1

Asta n. 7 (7 107)

- Verifica in termini tensionali [4.2.4] - CC 9 SND $X1=0.00$ - Classe 3
Sollecitazioni: $N=-26.56$ $T=16.19$ $M=33.05$
Tensioni: $\sigma_N = -4.86$ $\sigma_{m,d} = -284.21$ $\tau = 0.00$ $\sigma_{max} = -289.07$ (sfrut=0.13)
Tensioni: $\sigma_N = -4.86$ $\sigma_{m,d} = -0.00$ $\tau = 5.92$ $\tau_{max} = 5.92$ (sfrut=0.00)
Tensioni: $\sigma_N = -4.86$ $\sigma_{m,d} = -284.21$ $\tau = 0.00$ $\sigma_{TD,max} = 289.07$ (sfrut=0.13)
- Verifica a taglio e torsione Dir. Z [4.2.25] - CC 28 SLU $X1=0.00$ - Classe 1
Sollecitazioni: $T=40.96$ $M_x=-2.83$
 $V, Ed=40.96$ $V_c, Rd, Red=4454.50$ $V, Ed/V_c, Rd, Red=0.01$
- Verifica a presso o tenso-flessione retta YY (4.2.4.1.2.7) - CC 28 SLU $X1=0.00$ - Classe 1
Sollecitazioni: $N=-56.82$ $T=40.96$ $M=65.61$ $M_x=-2.83$
 $M, Ed=65.61$ $M, V, c, Rd=337.53$
 $N, Ed=-56.82$ $N_c, Rd=-12234.30$ YY $n=N, Ed/N_c, Rd=0.00$ $MN, c, Rd=335.96$ $M, Ed/MN, c, Rd=0.20$
- Verifica di stabilità aste presso-inflesse (C4.2.4.1.3.3.1) - CC 28 SLU - Classe 1
Sollecitazioni: $N, Ed=-56.82$ $Myeq, Ed=-0.16$ $Mzeq, Ed=49.21$
 $L=2.12$
 $\lambda=68.90$ $Ncr, y=23863.00$ $\lambda^*_y=0.73$ Curva a: $\Phi_y=0.83$ $\chi_y=0.83$
 $\lambda=68.90$ $Ncr, z=23863.00$ $\lambda^*_z=0.73$ Curva a: $\Phi_z=0.83$ $\chi_z=0.83$
 $\chi_{min}=0.83$
Verifica: $0.01+0.15=0.15$
- Verifica Spostamento relativo massimo per singola asta - CC 30
 $\delta=0.63$ (L/335)

Aste di numero 8 e sezione 1 (CHS89x2) - Crit. 1

Asta n. 8 (8 108)

- Verifica in termini tensionali [4.2.4] - CC 9 SND $X1=0.00$ - Classe 3
Sollecitazioni: $N=-19.12$ $T=14.45$ $M=29.45$ $M_x=-1.46$
Tensioni: $\sigma_N = -3.50$ $\sigma_{m,d} = -253.25$ $\tau = 6.28$ $\sigma_{max} = -256.75$ (sfrut=0.11)
Tensioni: $\sigma_N = -3.50$ $\sigma_{m,d} = -0.00$ $\tau = 11.56$ $\tau_{max} = 11.56$ (sfrut=0.01)
Tensioni: $\sigma_N = -3.50$ $\sigma_{m,d} = -253.25$ $\tau = 6.28$ $\sigma_{TD,max} = 256.98$ (sfrut=0.11)
- Verifica a taglio e torsione Dir. Z [4.2.25] - CC 28 SLU $X1=0.00$ - Classe 1
Sollecitazioni: $T=30.82$ $M_x=-4.19$
 $V, Ed=30.82$ $V_c, Rd, Red=4434.10$ $V, Ed/V_c, Rd, Red=0.01$
- Verifica a presso o tenso-flessione retta YY (4.2.4.1.2.7) - CC 28 SLU $X1=0.00$ - Classe 1
Sollecitazioni: $N=-35.94$ $T=30.82$ $M=53.36$ $M_x=-4.19$
 $M, Ed=53.36$ $M, V, c, Rd=337.53$
 $N, Ed=-35.94$ $N_c, Rd=-12234.30$ YY $n=N, Ed/N_c, Rd=0.00$ $MN, c, Rd=336.54$ $M, Ed/MN, c, Rd=0.16$
- Verifica di stabilità aste presso-inflesse (C4.2.4.1.3.3.1) - CC 28 SLU - Classe 1
Sollecitazioni: $N, Ed=-35.94$ $Myeq, Ed=-0.22$ $Mzeq, Ed=40.02$
 $L=2.12$
 $\lambda=68.90$ $Ncr, y=23863.00$ $\lambda^*_y=0.73$ Curva a: $\Phi_y=0.83$ $\chi_y=0.83$
 $\lambda=68.90$ $Ncr, z=23863.00$ $\lambda^*_z=0.73$ Curva a: $\Phi_z=0.83$ $\chi_z=0.83$
 $\chi_{min}=0.83$
Verifica: $0.00+0.12=0.12$
- Verifica Spostamento relativo massimo per singola asta - CC 30
 $\delta=0.54$ (L/394)

Aste di numero 203 e sezione 2 (Centina + controcentina) - Crit. 4

Asta n. 203 (101 201)

Relazione di calcolo

- Verifica in termini tensionali [4.2.4] - CC 5 SND $X_1=0.04$ - Classe 3
Sollecitazioni: $N=-7.37$ $T_z=5.37$ $M_y=1.28$ $T_y=-2.68$ $M_z=1.13$
Tensioni: $\sigma_N=-1.82$ $\sigma_{m,d}=-440.95$ $\tau=0.00$ $\sigma_{max}=-442.77$ (sfrut=0.20)
Tensioni: $\sigma_N=-1.82$ $\sigma_{m,d}=0.00$ $\tau=2.22$ $\tau_{max}=2.22$ (sfrut=0.00)
Tensioni: $\sigma_N=-1.82$ $\sigma_{m,d}=-440.95$ $\tau=0.00$ $\sigma_{ID,max}=442.77$ (sfrut=0.20)
- Verifica in termini tensionali [4.2.4] - CC 17 SLU $X_1=0.04$ - Classe 3
Sollecitazioni: $N=-22.16$ $T_z=12.89$ $M_y=3.17$
Tensioni: $\sigma_N=-5.47$ $\sigma_{m,d}=-1044.30$ $\tau=0.00$ $\sigma_{max}=-1049.78$ (sfrut=0.47)
Tensioni: $\sigma_N=-5.47$ $\sigma_{m,d}=0.00$ $\tau=4.77$ $\tau_{max}=4.77$ (sfrut=0.00)
Tensioni: $\sigma_N=-5.47$ $\sigma_{m,d}=-1044.30$ $\tau=0.00$ $\sigma_{ID,max}=1049.78$ (sfrut=0.47)
- Verifica di stabilità a presso flessione (4.2.4.1.3.3) non effettuabile
- Verifica freccia massima per soli carichi accidentali - CC 18
 $f_{z,L}=0.07$ (L/497) $f_{z,G}=0.06$ (L/578)
- Verifica freccia massima carichi totali - CC 18
 $f_{z,L}=0.15$ (L/248) $f_{z,G}=0.13$ (L/287)

Aste di numero 204 e sezione 2 (Centina + controcentina) - Crit. 4

Asta n. 204 (102 202)

- Verifica in termini tensionali [4.2.4] - CC 11 SND $X_1=0.04$ - Classe 3
Sollecitazioni: $N=-12.92$ $T_z=8.11$ $M_y=1.68$ $T_y=-1.23$
Tensioni: $\sigma_N=-3.19$ $\sigma_{m,d}=-552.74$ $\tau=0.00$ $\sigma_{max}=-555.93$ (sfrut=0.25)
Tensioni: $\sigma_N=-3.19$ $\sigma_{m,d}=0.00$ $\tau=3.04$ $\tau_{max}=3.04$ (sfrut=0.00)
Tensioni: $\sigma_N=-3.19$ $\sigma_{m,d}=-552.74$ $\tau=0.46$ $\sigma_{ID,max}=555.93$ (sfrut=0.25)
- Verifica in termini tensionali [4.2.4] - CC 21 SLU $X_1=0.04$ - Classe 3
Sollecitazioni: $N=-51.35$ $T_z=17.81$ $M_y=3.93$
Tensioni: $\sigma_N=-12.68$ $\sigma_{m,d}=-1295.24$ $\tau=0.00$ $\sigma_{max}=-1307.92$ (sfrut=0.58)
Tensioni: $\sigma_N=-12.68$ $\sigma_{m,d}=0.00$ $\tau=6.60$ $\tau_{max}=6.60$ (sfrut=0.01)
Tensioni: $\sigma_N=-12.68$ $\sigma_{m,d}=-1295.24$ $\tau=0.00$ $\sigma_{ID,max}=1307.92$ (sfrut=0.58)
- Verifica di stabilità a presso flessione (4.2.4.1.3.3) non effettuabile
- Verifica freccia massima per soli carichi accidentali - CC 23
 $f_{z,L}=0.09$ (L/404) $f_{z,G}=0.08$ (L/469)
- Verifica freccia massima carichi totali - CC 23
 $f_{z,L}=0.18$ (L/207) $f_{z,G}=0.15$ (L/239)

Aste di numero 205 e sezione 2 (Centina + controcentina) - Crit. 4

Asta n. 205 (103 203)

- Verifica in termini tensionali [4.2.4] - CC 9 SND $X_1=0.04$ - Classe 3
Sollecitazioni: $N=-12.92$ $T_z=8.11$ $M_y=1.68$ $T_y=1.23$
Tensioni: $\sigma_N=-3.19$ $\sigma_{m,d}=-552.74$ $\tau=0.00$ $\sigma_{max}=-555.93$ (sfrut=0.25)
Tensioni: $\sigma_N=-3.19$ $\sigma_{m,d}=0.00$ $\tau=3.04$ $\tau_{max}=3.04$ (sfrut=0.00)
Tensioni: $\sigma_N=-3.19$ $\sigma_{m,d}=-552.74$ $\tau=0.46$ $\sigma_{ID,max}=555.93$ (sfrut=0.25)
- Verifica in termini tensionali [4.2.4] - CC 17 SLU $X_1=0.04$ - Classe 3
Sollecitazioni: $N=-51.36$ $T_z=17.81$ $M_y=3.93$
Tensioni: $\sigma_N=-12.68$ $\sigma_{m,d}=-1294.61$ $\tau=0.00$ $\sigma_{max}=-1307.29$ (sfrut=0.58)
Tensioni: $\sigma_N=-12.68$ $\sigma_{m,d}=0.00$ $\tau=6.59$ $\tau_{max}=6.59$ (sfrut=0.01)
Tensioni: $\sigma_N=-12.68$ $\sigma_{m,d}=-1294.61$ $\tau=0.00$ $\sigma_{ID,max}=1307.29$ (sfrut=0.58)
- Verifica di stabilità a presso flessione (4.2.4.1.3.3) non effettuabile
- Verifica freccia massima per soli carichi accidentali - CC 24
 $f_{z,L}=0.09$ (L/405) $f_{z,G}=0.08$ (L/470)
- Verifica freccia massima carichi totali - CC 18
 $f_{z,L}=0.18$ (L/207) $f_{z,G}=0.15$ (L/239)

Aste di numero 206 e sezione 2 (Centina + controcentina) - Crit. 4

Asta n. 206 (104 204)

- Verifica in termini tensionali [4.2.4] - CC 1 SND $X_1=0.04$ - Classe 3
Sollecitazioni: $N=-7.37$ $T_z=5.37$ $M_y=1.28$ $T_y=2.68$ $M_z=-1.13$
Tensioni: $\sigma_N=-1.82$ $\sigma_{m,d}=-440.95$ $\tau=0.00$ $\sigma_{max}=-442.77$ (sfrut=0.20)
Tensioni: $\sigma_N=-1.82$ $\sigma_{m,d}=0.00$ $\tau=2.22$ $\tau_{max}=2.22$ (sfrut=0.00)
Tensioni: $\sigma_N=-1.82$ $\sigma_{m,d}=-440.95$ $\tau=0.00$ $\sigma_{ID,max}=442.77$ (sfrut=0.20)
- Verifica in termini tensionali [4.2.4] - CC 21 SLU $X_1=0.04$ - Classe 3
Sollecitazioni: $N=-22.13$ $T_z=12.90$ $M_y=3.18$
Tensioni: $\sigma_N=-5.46$ $\sigma_{m,d}=-1045.81$ $\tau=0.00$ $\sigma_{max}=-1051.28$ (sfrut=0.47)
Tensioni: $\sigma_N=-5.46$ $\sigma_{m,d}=0.00$ $\tau=4.78$ $\tau_{max}=4.78$ (sfrut=0.00)
Tensioni: $\sigma_N=-5.46$ $\sigma_{m,d}=-1045.81$ $\tau=0.00$ $\sigma_{ID,max}=1051.28$ (sfrut=0.47)
- Verifica di stabilità a presso flessione (4.2.4.1.3.3) non effettuabile
- Verifica freccia massima per soli carichi accidentali - CC 23
 $f_{z,L}=0.07$ (L/496) $f_{z,G}=0.06$ (L/576)

Relazione di calcolo

- Verifica freccia massima carichi totali - CC 23
 $f_{z,L}=0.15$ (L/248) $f_{z,G}=0.13$ (L/287)

Aste di numero 209 e sezione 2 (Centina + controcentina) - Crit. 4

Asta n. 209 (205 105)

- Verifica in termini tensionali [4.2.4] - CC 7 SND $X_1=0.37$ - Classe 3
Sollecitazioni: $N=-7.37$ $T_z=-5.37$ $M_y=1.28$ $T_y=2.68$ $M_z=1.13$
Tensioni: $\sigma_N=-1.82$ $\sigma_{m,d}=-440.96$ $\tau=0.00$ $\sigma_{max}=-442.78$ (sfrut=0.20)
Tensioni: $\sigma_N=-1.82$ $\sigma_{m,d}=0.00$ $\tau=2.22$ $\tau_{max}=2.22$ (sfrut=0.00)
Tensioni: $\sigma_N=-1.82$ $\sigma_{m,d}=-440.96$ $\tau=0.00$ $\sigma_{ID,max}=442.78$ (sfrut=0.20)
- Verifica in termini tensionali [4.2.4] - CC 17 SLU $X_1=0.37$ - Classe 3
Sollecitazioni: $N=-22.16$ $T_z=-12.89$ $M_y=3.17$
Tensioni: $\sigma_N=-5.47$ $\sigma_{m,d}=-1044.30$ $\tau=0.00$ $\sigma_{max}=-1049.77$ (sfrut=0.47)
Tensioni: $\sigma_N=-5.47$ $\sigma_{m,d}=0.00$ $\tau=4.77$ $\tau_{max}=4.77$ (sfrut=0.00)
Tensioni: $\sigma_N=-5.47$ $\sigma_{m,d}=-1044.30$ $\tau=0.00$ $\sigma_{ID,max}=1049.77$ (sfrut=0.47)
- Verifica di stabilità a presso flessione (4.2.4.1.3.3) non effettuabile
- Verifica freccia massima per soli carichi accidentali - CC 30
 $f_{z,L}=0.07$ (L/494) $f_{z,G}=0.06$ (L/577)
- Verifica freccia massima carichi totali - CC 30
 $f_{z,L}=0.15$ (L/247) $f_{z,G}=0.13$ (L/291)

Aste di numero 210 e sezione 2 (Centina + controcentina) - Crit. 4

Asta n. 210 (206 106)

- Verifica in termini tensionali [4.2.4] - CC 15 SND $X_1=0.37$ - Classe 3
Sollecitazioni: $N=-12.92$ $T_z=-8.11$ $M_y=1.68$ $T_y=1.23$
Tensioni: $\sigma_N=-3.19$ $\sigma_{m,d}=-552.75$ $\tau=0.00$ $\sigma_{max}=-555.95$ (sfrut=0.25)
Tensioni: $\sigma_N=-3.19$ $\sigma_{m,d}=0.00$ $\tau=3.04$ $\tau_{max}=3.04$ (sfrut=0.00)
Tensioni: $\sigma_N=-3.19$ $\sigma_{m,d}=-552.75$ $\tau=0.46$ $\sigma_{ID,max}=555.95$ (sfrut=0.25)
- Verifica in termini tensionali [4.2.4] - CC 21 SLU $X_1=0.37$ - Classe 3
Sollecitazioni: $N=-51.35$ $T_z=-17.81$ $M_y=3.93$
Tensioni: $\sigma_N=-12.68$ $\sigma_{m,d}=-1295.24$ $\tau=0.00$ $\sigma_{max}=-1307.92$ (sfrut=0.58)
Tensioni: $\sigma_N=-12.68$ $\sigma_{m,d}=0.00$ $\tau=6.60$ $\tau_{max}=6.60$ (sfrut=0.01)
Tensioni: $\sigma_N=-12.68$ $\sigma_{m,d}=-1295.24$ $\tau=0.00$ $\sigma_{ID,max}=1307.92$ (sfrut=0.58)
- Verifica di stabilità a presso flessione (4.2.4.1.3.3) non effettuabile
- Verifica freccia massima per soli carichi accidentali - CC 23
 $f_{z,L}=0.09$ (L/404) $f_{z,G}=0.08$ (L/474)
- Verifica freccia massima carichi totali - CC 23
 $f_{z,L}=0.18$ (L/207) $f_{z,G}=0.15$ (L/244)

Aste di numero 211 e sezione 2 (Centina + controcentina) - Crit. 4

Asta n. 211 (207 107)

- Verifica in termini tensionali [4.2.4] - CC 13 SND $X_1=0.37$ - Classe 3
Sollecitazioni: $N=-12.92$ $T_z=-8.11$ $M_y=1.68$ $T_y=-1.23$
Tensioni: $\sigma_N=-3.19$ $\sigma_{m,d}=-552.75$ $\tau=0.00$ $\sigma_{max}=-555.95$ (sfrut=0.25)
Tensioni: $\sigma_N=-3.19$ $\sigma_{m,d}=0.00$ $\tau=3.04$ $\tau_{max}=3.04$ (sfrut=0.00)
Tensioni: $\sigma_N=-3.19$ $\sigma_{m,d}=-552.75$ $\tau=0.46$ $\sigma_{ID,max}=555.95$ (sfrut=0.25)
- Verifica in termini tensionali [4.2.4] - CC 17 SLU $X_1=0.37$ - Classe 3
Sollecitazioni: $N=-51.36$ $T_z=-17.81$ $M_y=3.93$
Tensioni: $\sigma_N=-12.68$ $\sigma_{m,d}=-1294.61$ $\tau=0.00$ $\sigma_{max}=-1307.29$ (sfrut=0.58)
Tensioni: $\sigma_N=-12.68$ $\sigma_{m,d}=0.00$ $\tau=6.59$ $\tau_{max}=6.59$ (sfrut=0.01)
Tensioni: $\sigma_N=-12.68$ $\sigma_{m,d}=-1294.61$ $\tau=0.00$ $\sigma_{ID,max}=1307.29$ (sfrut=0.58)
- Verifica di stabilità a presso flessione (4.2.4.1.3.3) non effettuabile
- Verifica freccia massima per soli carichi accidentali - CC 18
 $f_{z,L}=0.09$ (L/405) $f_{z,G}=0.08$ (L/475)
- Verifica freccia massima carichi totali - CC 18
 $f_{z,L}=0.18$ (L/207) $f_{z,G}=0.15$ (L/244)

Aste di numero 212 e sezione 2 (Centina + controcentina) - Crit. 4

Asta n. 212 (208 108)

- Verifica in termini tensionali [4.2.4] - CC 3 SND $X_1=0.37$ - Classe 3
Sollecitazioni: $N=-7.37$ $T_z=-5.37$ $M_y=1.28$ $T_y=-2.68$ $M_z=-1.13$
Tensioni: $\sigma_N=-1.82$ $\sigma_{m,d}=-440.96$ $\tau=0.00$ $\sigma_{max}=-442.78$ (sfrut=0.20)
Tensioni: $\sigma_N=-1.82$ $\sigma_{m,d}=0.00$ $\tau=2.22$ $\tau_{max}=2.22$ (sfrut=0.00)
Tensioni: $\sigma_N=-1.82$ $\sigma_{m,d}=-440.96$ $\tau=0.00$ $\sigma_{ID,max}=442.78$ (sfrut=0.20)
- Verifica in termini tensionali [4.2.4] - CC 21 SLU $X_1=0.37$ - Classe 3

Relazione di calcolo

Sollecitazioni: $N=-22.13$ $T_z=-12.90$ $M_y=3.18$
Tensioni: $\sigma_N=-5.46$ $\sigma_{m,d}=-1045.81$ $\tau=0.00$ $\sigma_{max}=-1051.27$ (sfrut=0.47)
Tensioni: $\sigma_N=-5.46$ $\sigma_{m,d}=0.00$ $\tau=4.78$ $\tau_{max}=4.78$ (sfrut=0.00)
Tensioni: $\sigma_N=-5.46$ $\sigma_{m,d}=-1045.81$ $\tau=0.00$ $\sigma_{ID,max}=1051.27$ (sfrut=0.47)

- Verifica di stabilità a presso flessione (4.2.4.1.3.3) non effettuabile
- Verifica freccia massima per soli carichi accidentali - CC 30
 $f_{z,L}=0.07$ (L/494) $f_{z,G}=0.06$ (L/577)
- Verifica freccia massima carichi totali - CC 30
 $f_{z,L}=0.15$ (L/247) $f_{z,G}=0.13$ (L/291)

Aste di numero 303 e sezione 2 (Centina + controcentina) - Crit. 4

Asta n. 303 (201 301)

- Verifica a compressione (4.2.4.1.2.2) - CC 13 SND $X_1=0.00$ - Classe 3
Sollecitazioni: $N=-6.73$ $T_z=4.01$
Verifica a compressione [4.2.9]
 $N,Ed=-6.73$ $Nc,Rd=-9064.29$ $N,Ed/Nc,Rd=0.00$
- Verifica in termini tensionali [4.2.4] - CC 17 SLU $X_1=0.33$ - Classe 3
Sollecitazioni: $N=-12.56$ $M_y=-1.60$
Tensioni: $\sigma_N=-3.10$ $\sigma_{m,d}=-526.20$ $\tau=0.00$ $\sigma_{max}=-529.30$ (sfrut=0.24)
Tensioni: $\sigma_N=0.00$ $\sigma_{m,d}=0.00$ $\tau=0.00$ $\tau_{max}=0.00$ (sfrut=0.00)
Tensioni: $\sigma_N=-3.10$ $\sigma_{m,d}=-526.20$ $\tau=0.00$ $\sigma_{ID,max}=529.30$ (sfrut=0.24)
- Verifica di stabilità a presso flessione (4.2.4.1.3.3) non effettuabile
- Verifica freccia massima per soli carichi accidentali - CC 18
 $f_{z,L}=0.06$ (L/639) $f_{z,G}=0.06$ (L/649)
- Verifica freccia massima carichi totali - CC 18
 $f_{z,L}=0.13$ (L/317) $f_{z,G}=0.13$ (L/323)

Aste di numero 304 e sezione 2 (Centina + controcentina) - Crit. 4

Asta n. 304 (202 302)

- Verifica a compressione (4.2.4.1.2.2) - CC 13 SND $X_1=0.00$ - Classe 3
Sollecitazioni: $N=-14.85$ $T_z=6.31$
Verifica a compressione [4.2.9]
 $N,Ed=-14.85$ $Nc,Rd=-9064.29$ $N,Ed/Nc,Rd=0.00$
- Verifica in termini tensionali [4.2.4] - CC 21 SLU $X_1=0.30$ - Classe 3
Sollecitazioni: $N=-35.40$ $M_y=-2.03$
Tensioni: $\sigma_N=-8.74$ $\sigma_{m,d}=-669.64$ $\tau=0.00$ $\sigma_{max}=-678.38$ (sfrut=0.30)
Tensioni: $\sigma_N=0.00$ $\sigma_{m,d}=0.00$ $\tau=0.00$ $\tau_{max}=0.00$ (sfrut=0.00)
Tensioni: $\sigma_N=-8.74$ $\sigma_{m,d}=-669.64$ $\tau=0.00$ $\sigma_{ID,max}=678.38$ (sfrut=0.30)
- Verifica di stabilità a presso flessione (4.2.4.1.3.3) non effettuabile
- Verifica freccia massima per soli carichi accidentali - CC 23
 $f_{z,L}=0.08$ (L/480) $f_{z,G}=0.08$ (L/489)
- Verifica freccia massima carichi totali - CC 23
 $f_{z,L}=0.16$ (L/246) $f_{z,G}=0.16$ (L/251)

Aste di numero 305 e sezione 2 (Centina + controcentina) - Crit. 4

Asta n. 305 (203 303)

- Verifica a compressione (4.2.4.1.2.2) - CC 15 SND $X_1=0.00$ - Classe 3
Sollecitazioni: $N=-14.85$ $T_z=6.31$
Verifica a compressione [4.2.9]
 $N,Ed=-14.85$ $Nc,Rd=-9064.29$ $N,Ed/Nc,Rd=0.00$
- Verifica in termini tensionali [4.2.4] - CC 17 SLU $X_1=0.30$ - Classe 3
Sollecitazioni: $N=-35.41$ $M_y=-2.03$
Tensioni: $\sigma_N=-8.74$ $\sigma_{m,d}=-669.35$ $\tau=0.00$ $\sigma_{max}=-678.09$ (sfrut=0.30)
Tensioni: $\sigma_N=0.00$ $\sigma_{m,d}=0.00$ $\tau=0.00$ $\tau_{max}=0.00$ (sfrut=0.00)
Tensioni: $\sigma_N=-8.74$ $\sigma_{m,d}=-669.35$ $\tau=0.00$ $\sigma_{ID,max}=678.09$ (sfrut=0.30)
- Verifica di stabilità a presso flessione (4.2.4.1.3.3) non effettuabile
- Verifica freccia massima per soli carichi accidentali - CC 18
 $f_{z,L}=0.08$ (L/481) $f_{z,G}=0.08$ (L/489)
- Verifica freccia massima carichi totali - CC 23
 $f_{z,L}=0.16$ (L/246) $f_{z,G}=0.16$ (L/251)

Aste di numero 306 e sezione 2 (Centina + controcentina) - Crit. 4

Asta n. 306 (204 304)

- Verifica a compressione (4.2.4.1.2.2) - CC 15 SND $X_1=0.00$ - Classe 3
Sollecitazioni: $N=-6.73$ $T_z=4.01$
Verifica a compressione [4.2.9]

Relazione di calcolo

N,Ed=-6.73 Nc,Rd=-9064.29 N,Ed/Nc,Rd=0.00

- Verifica in termini tensionali [4.2.4] - CC 21 SLU Xl=0.33 - Classe 3
Sollecitazioni: N=-12.53 M_y=-1.60
Tensioni: $\sigma_N=-3.09$ $\sigma_{N,d}=-526.96$ $\tau=0.00$ $\sigma_{max}=-530.05$ (sfrut=0.24)
Tensioni: $\sigma_N=0.00$ $\sigma_{N,d}=0.00$ $\tau=0.00$ $\tau_{max}=0.00$ (sfrut=0.00)
Tensioni: $\sigma_N=-3.09$ $\sigma_{N,d}=-526.96$ $\tau=0.00$ $\sigma_{TD,max}=530.05$ (sfrut=0.24)
- Verifica di stabilità a presso flessione (4.2.4.1.3.3) non effettuabile
- Verifica freccia massima per soli carichi accidentali - CC 23
 $f_{z,L}=0.06$ (L/637) $f_{z,G}=0.06$ (L/647)
- Verifica freccia massima carichi totali - CC 23
 $f_{z,L}=0.13$ (L/317) $f_{z,G}=0.13$ (L/322)

Aste di numero 309 e sezione 2 (Centina + controcentina) - Crit. 4

Asta n. 309 (301 205)

- Verifica a compressione (4.2.4.1.2.2) - CC 9 SND Xl=0.41 - Classe 3
Sollecitazioni: N=-6.73 T_z=-4.01
Verifica a compressione [4.2.9]
N,Ed=-6.73 Nc,Rd=-9064.29 N,Ed/Nc,Rd=0.00
- Verifica in termini tensionali [4.2.4] - CC 17 SLU Xl=0.07 - Classe 3
Sollecitazioni: N=-12.56 M_y=-1.60
Tensioni: $\sigma_N=-3.10$ $\sigma_{N,d}=-526.20$ $\tau=0.00$ $\sigma_{max}=-529.30$ (sfrut=0.24)
Tensioni: $\sigma_N=0.00$ $\sigma_{N,d}=0.00$ $\tau=0.00$ $\tau_{max}=0.00$ (sfrut=0.00)
Tensioni: $\sigma_N=-3.10$ $\sigma_{N,d}=-526.20$ $\tau=0.00$ $\sigma_{TD,max}=529.30$ (sfrut=0.24)
- Verifica di stabilità a presso flessione (4.2.4.1.3.3) non effettuabile
- Verifica freccia massima per soli carichi accidentali - CC 18
 $f_{z,L}=0.06$ (L/639)
- Verifica freccia massima carichi totali - CC 18
 $f_{z,L}=0.13$ (L/317) $f_{z,G}=0.13$ (L/321)

Aste di numero 310 e sezione 2 (Centina + controcentina) - Crit. 4

Asta n. 310 (302 206)

- Verifica a compressione (4.2.4.1.2.2) - CC 9 SND Xl=0.41 - Classe 3
Sollecitazioni: N=-14.86 T_z=-6.31
Verifica a compressione [4.2.9]
N,Ed=-14.86 Nc,Rd=-9064.29 N,Ed/Nc,Rd=0.00
- Verifica in termini tensionali [4.2.4] - CC 21 SLU Xl=0.11 - Classe 3
Sollecitazioni: N=-35.40 M_y=-2.03
Tensioni: $\sigma_N=-8.74$ $\sigma_{N,d}=-669.64$ $\tau=0.00$ $\sigma_{max}=-678.38$ (sfrut=0.30)
Tensioni: $\sigma_N=0.00$ $\sigma_{N,d}=0.00$ $\tau=0.00$ $\tau_{max}=0.00$ (sfrut=0.00)
Tensioni: $\sigma_N=-8.74$ $\sigma_{N,d}=-669.64$ $\tau=0.00$ $\sigma_{TD,max}=678.38$ (sfrut=0.30)
- Verifica di stabilità a presso flessione (4.2.4.1.3.3) non effettuabile
- Verifica freccia massima per soli carichi accidentali - CC 23
 $f_{z,L}=0.08$ (L/480) $f_{z,G}=0.08$ (L/487)
- Verifica freccia massima carichi totali - CC 23
 $f_{z,L}=0.16$ (L/246) $f_{z,G}=0.16$ (L/249)

Aste di numero 311 e sezione 2 (Centina + controcentina) - Crit. 4

Asta n. 311 (303 207)

- Verifica a compressione (4.2.4.1.2.2) - CC 11 SND Xl=0.41 - Classe 3
Sollecitazioni: N=-14.86 T_z=-6.31
Verifica a compressione [4.2.9]
N,Ed=-14.86 Nc,Rd=-9064.29 N,Ed/Nc,Rd=0.00
- Verifica in termini tensionali [4.2.4] - CC 17 SLU Xl=0.11 - Classe 3
Sollecitazioni: N=-35.41 M_y=-2.03
Tensioni: $\sigma_N=-8.74$ $\sigma_{N,d}=-669.35$ $\tau=0.00$ $\sigma_{max}=-678.09$ (sfrut=0.30)
Tensioni: $\sigma_N=0.00$ $\sigma_{N,d}=0.00$ $\tau=0.00$ $\tau_{max}=0.00$ (sfrut=0.00)
Tensioni: $\sigma_N=-8.74$ $\sigma_{N,d}=-669.35$ $\tau=0.00$ $\sigma_{TD,max}=678.09$ (sfrut=0.30)
- Verifica di stabilità a presso flessione (4.2.4.1.3.3) non effettuabile
- Verifica freccia massima per soli carichi accidentali - CC 24
 $f_{z,L}=0.08$ (L/481) $f_{z,G}=0.08$ (L/487)
- Verifica freccia massima carichi totali - CC 23
 $f_{z,L}=0.16$ (L/246) $f_{z,G}=0.16$ (L/249)

Aste di numero 312 e sezione 2 (Centina + controcentina) - Crit. 4

Asta n. 312 (304 208)

Relazione di calcolo

- Verifica a compressione (4.2.4.1.2.2) - CC 11 SND $X_1=0.41$ - Classe 3
Sollecitazioni: $N=-6.73$ $T_x=-4.01$
Verifica a compressione [4.2.9]
 $N, Ed=-6.73$ $N_c, Rd=-9064.29$ $N, Ed/N_c, Rd=0.00$
- Verifica in termini tensionali [4.2.4] - CC 21 SLU $X_1=0.07$ - Classe 3
Sollecitazioni: $N=-12.53$ $M_y=-1.60$
Tensioni: $\sigma_N=-3.09$ $\sigma_{N,d}=-526.96$ $\tau=0.00$ $\sigma_{max}=-530.05$ (sfrut=0.24)
Tensioni: $\sigma_N=0.00$ $\sigma_{N,d}=0.00$ $\tau=0.00$ $\tau_{max}=0.00$ (sfrut=0.00)
Tensioni: $\sigma_N=-3.09$ $\sigma_{N,d}=-526.96$ $\tau=0.00$ $\sigma_{ID,max}=530.05$ (sfrut=0.24)
- Verifica di stabilità a presso flessione (4.2.4.1.3.3) non effettuabile
- Verifica freccia massima per soli carichi accidentali - CC 23
 $f_{z,L}=0.06$ (L/637)
- Verifica freccia massima carichi totali - CC 23
 $f_{z,L}=0.13$ (L/317) $f_{z,E}=0.13$ (L/321)

Criteri di analisi geotecnica e progetto delle fondazioni

Fondazioni superficiali

Generali	
Generali	
Condizioni di calcolo per terreni coesivi	Sia drenate che non drenate
Calcolo di a' dal rapporto con c'	1.00
Calcolo di a_u dal rapporto con c_u	1.00
Calcolo di σ' dal rapporto con ϕ'	1.00
Considera l'angolo di attrito in deformazione piana per fondazioni nastriformi	No
Calcolo dei parametri rappresentativi per terreni stratificati	Valori minori
-Calcola i valori medi dell'angolo di attrito secondo la sua tangente	No
Capacità portante in condizioni statiche	
Calcolo della capacità portante per rottura generale	Brinch - Hansen (1970)
-Combinazione dei fattori di forma e di inclinazione del carico	Considera entrambi
-Considera il fattore di riduzione per platee	No
-Considera gli effetti dell'eccentricità del carico con un unico fattore riduttivo	No
Considera eccentricità e inclinazione dei carichi attraverso domini di interazione	No
-Parametro correttivo del momento	0.00
-Parametro correttivo del carico orizzontale	0.00
Calcolo della capacità portante per rottura locale	No
	Vesic (1975)
Calcolo della capacità portante per rottura per punzonamento	Si
Calcolo della capacità portante per scorrimento	Si
-Percentuale di carico orizzontale assorbito dai cordoli <%>	0.00
-Percentuale di spinta passiva mobilitata <%>	0.00
Calcolo della capacità portante per sollevamento	Si
Capacità portante in condizioni sismiche	
Calcolo della capacità portante per rottura generale	Metodo scelto per le condizioni statiche
Riduzione dell'angolo d'attrito per terreni incoerenti ben addensati	No
Calcolo della capacità portante per scorrimento	No
-Percentuale di carico orizzontale assorbito dai cordoli <%>	0.00
-Percentuale di spinta passiva mobilitata <%>	0.00
Cedimenti	
Cedimenti	Bowles
-Spessore del terreno responsabile del cedimento	
-Dal rapporto con le dimensioni della fondazione pari a	5.00
Considera pressioni di esercizio al netto delle tensioni litostatiche	No
Calcola costante di sottofondo per pressioni di esercizio	No
Limita costante di sottofondo ad un valore	No

Fondazioni profonde

Generali	
Generali	
Calcolo capacità portante per carichi verticali	Secondo formule statiche
Considera capacità portante	Entrambe
Condizioni di calcolo per terreni coesivi	Sia drenate che non drenate
Calcolo della profondità critica	No
Effettua calcolo elasto-plastico per cedimenti	Si
Effettua calcolo elasto-plastico per spostamenti orizzontali	Si
Rapporto di elasticità trazione/compressione pari a	1.00
Fattori di correlazione	1.70
Considera fattori di correlazione anche per carichi orizzontali	No
Considera peso del palo	No
Divisore del raggio del palo per lunghezza conci	1.00
Max numero conci palo	50.00
Attrito laterale limite da prove in sito	
Correlato con prove CPT	No
Correlato con prove SPT	Si
Tensioni di correlazione secondo tabella	
Metodo di Bustamente e Doix (1985) per micropali	No
Fattore di riduzione attrito laterale per pali trivellati	No

Relazione di calcolo

Pressione limite alla base da prove in sito										
Correlata con prove CPT	No									
Correlata con prove SPT	Si									
-Tensioni di correlazione secondo tabella										
Fattore di riduzione pressione limite alla base per pali trivellati	No									
Spostamenti orizzontali										
Spostamenti orizzontali	Risposta elastica in funzione della stratigrafia									
Specifici	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Attrito laterale limite										
Calcolo dell'attrito laterale limite	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si
-Condizioni non drenate										
-Calcolo di α										
-Pari a		0.80		0.80						
-A.G.I. (1984)					x	x	x	x	x	x
-A.P.I. (1984)										
-Viggiani (1999)	x		x							
-Olson e Dennis (1982)										
-Stas e Kulhavy (1984)										
-Skempton (1986)										
-Reese e O'Neill (1989)										
-Metodo di Bustamante e Doix (1985) per micropali	Si	Si	No	No	No	No	No	No	No	No
-Iniezioni ripetute	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
-Unica iniezione										
-Condizioni drenate										
-Calcolo di β										
-Pari a	0.25		0.25		0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
-Reese e O'Neill (1989)										
-Calcolato		x		x						
-Calcolo di k										
-Pari a	2.00	0.50		0.50						
-Dal rapporto con k_0 pari a			0.00		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
-Fleming (1985)										
-Calcolo di δ										
-Pari a $\langle \text{grad} \rangle$	20.00									
-Dal rapporto con ϕ' pari a		1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
-Calcolo di a' dal rapporto con c'	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Calcolo dell'attrito laterale limite per trazione										
-Considera i risultati del calcolo per l'attrito laterale limite per compressione con un fattore di riduzione pari a	0.66	0.66	0.66	0.66	0.66	0.66	0.66	0.66	0.66	0.66
-Sowa (1970)	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
-Bowles (1991)	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
Considera l'effetto dell'attrito negativo	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
-Coefficiente di Lambe										
Pressione limite alla base										
Calcolo della pressione limite alla base del palo	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si
-Terzaghi (1943)					x	x	x	x	x	x
-Meyerhof (1963)	x	x	x	x						
-Hansen (1970)										
-Vesic (1975)										
-Berezantzev (1961)										
-Berezantzev (1965)										
-Stagg e Zienkiewicz (1968)										
-Relazione generale, coefficienti di capacità portante										
-In condizioni drenate										
- N_q										
- N_c										
-In condizioni non drenate										
- N_{q0}										
-Fattore di riduzione per terreni coesivi sovraconsolidati	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
Cedimenti										
Risposta elastica laterale										
-Calcolata dalla rigidezza dello strato	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
-Coefficiente di influenza	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00
-Pari a $\langle \text{daN/mq} \rangle$										
Risposta elastica alla base										
-Calcolata dalla rigidezza dello strato	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
-Pari a $\langle \text{daN/mq} \rangle$										
Spostamenti orizzontali										
Risposta elastica										
-Vesic (1961)	x	x	x	x						
-Broms (1964)										
-Glick (1948)										
-Chen (1978)										
-Pari a $\langle \text{daN/mq} \rangle$										
-Dal modulo elastico					x	x	x	x	x	x
-Coefficiente effetto tridimensionale	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
Resistenza limite										
-Calcolata dai parametri plastici	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
-Coefficiente effetto tridimensionale resistenza per attrito	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00
-Coefficiente effetto tridimensionale resistenza per coesione	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00
-Pari a $\langle \text{daN/mq} \rangle$										

Relazione di calcolo

Caratterizzazione

Specifici	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Informazioni preliminari										
Coefficiente di uniformità	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
-Pari a	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Definizione della composizione granulometrica, per terreni incoerenti	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
-Sabbia fine uniforme	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
-Sabbia fine ben gradata - sabbia media uniforme										
-Sabbia media ben gradata - sabbia grossa uniforme										
-Sabbia e ghiaia - ghiaia media										
Definizione indici compressibilità edometrica, per terreni coesivi	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
-Indice di compressione (Cc)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
-Indice di ricomprensione (Cr)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
-Considera incremento preconsolidazione costante	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
-Pari a	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Correggi NSPT se la misura è sottofalda	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
Densità relativa										
Correlata con prove SPT										
-Terzaghi e Peck (1948)	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si
-Gibbs e Holtz (1957)	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
-Meyerhof (1957)	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
-Schultze e Menzenbach (1961)	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
-Bazaraa (1967)	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
-Marcuson e Bieganousky (1977)	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
-Skempton (1986)	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
Correlata con prove CPT										
-Schmertmann (1976)	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si
-Jamiołkowski et al. (1985)	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
-Baldi et al. (1986)	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
Elaborazione dei risultati										
-Valore medio	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
-Valore minore										
Angolo d'attrito										
Correlato con prove SPT										
-Terzaghi e Peck (1948)	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si
-Schmertmann (1975)	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
-Wolff (1989)	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
-Hatanaka e Uchida (1996)	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
-Road Bridge Specification	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
-Owasaki e Iwasaki	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
-Japanese National Railway	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
-Peck-Hanson e Thornburn	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
-De Mello	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
Correlato con prove CPT										
-Robertson e Campanella (1983)	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si
-Durgunoglu e Mitchell	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
-Caquot	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
Correlata con proprietà indice										
-In funzione della densità relativa, per terreni incoerenti	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
-In funzione dell'indice di plasticità, per terreni coesivi	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
Elaborazione dei risultati										
-Valore medio	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
-Valore minore										
Coesione non drenata										
Correlata con prove SPT										
-Hara et al. (1971)	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si
-Stroud (1974)	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
Correlata con prove CPT										
-Mayne e Kemper (1988)	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si
-Lunne e Eide	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
Correlata con proprietà indice										
-Bjerrum e Simons (1960)	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
-Skempton (1953)	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
-Calcolata da σ'_{v0} con moltiplicatore pari a	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
Pari a	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Elaborazione dei risultati										
-Valore medio	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
-Valore minore										
Caratteristiche litostatiche										
Grado di sovraconsolidazione										
-Correlato con prove SPT										
-Mayne e Kemper (1988)	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
-Correlato con prove CPT										
-Mayne e Kemper (1988)	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
-Elaborazione dei risultati										
-Valore medio	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
-Valore minore										
Coefficiente di spinta a riposo										
-Calcolo di k_0 (NC)										
-Jaky (1936)	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
-Brooker e Ireland (1965)										
-Alpan (1967)										
-Massarsch (1979)										
-Correlato con Dr										

Relazione di calcolo

[illegible]

Geotecnica

Elenco unità geotecniche

1 Argilla bassa o media plasticità bassa consistenza:

Classificazione: Coesivo

Pesi:

- Peso específico del terreno natural: $\gamma = 1700.00 \text{ daN/mc}$
- Peso específico del terreno saturado: $\gamma_{\text{sat}} = 1850.00 \text{ daN/mc}$

Proprietà indice:

- Indice di plasticità: $I_p = 30.00$ <8>

Parametri plastici:

- Angolo di attrito efficace: $\phi' = 20.00$ grad
- Coesione efficace: $c' = 1000.00$ daN/mq
- Coesione non drenata: $c_u = 5000.00$ daN/mq

Caratteristiche litostatiche:

- Grado di sovraconsolidazione: $OCR = 1.00$
- Coeff. di spinta a riposo: $K_0 = 0.66$

Parametri elastici:

- Modulo elastico normale: $E = 250000.00$ daN/mq
- Modulo elastico tangenziale: $G = 89285.70$ daN/mq
- Esponente del parametro tensionale: $k_3 = 0.00$
- Coeff. di Poisson: $\nu = 0.40$
- Modulo edometrico: $E_{ed} = 535714.00$ daN/mq
- Modulo elastico non drenato: $E_u = 267857.00$ daN/mq

Elenco colonne stratigrafiche

Colonna stratigrafica numero 1

Posizione: X=0.00 <m> Y=0.00 <m> Z=0.00 <m>

Falda non presente

Simbologia

ϕ'	= Angolo di attrito efficace
γ	= Peso specifico del terreno naturale
γ_{sat}	= Peso specifico del terreno saturo
K_0	= Coeff. di spinta a riposo
Class.	= Classificazione Coes. = Coesivo
Crit.	= Criterio di progetto
D_r	= Densità relativa
I_p	= Indice di plasticità
OCR	= Grado di sovraconsolidazione
St.	= Strato
Unità geotecnica	= Unità geotecnica
c_u	= Coesione non drenata
c'	= Coesione efficace
z	= Profondità della superficie superiore dello strato

St.	z	Unità geotecnica	Class.	γ <daN/mc>	γ_{sat} <daN/mc>	D _r	I _p	ϕ' <grad>	c' <daN/mq>	c _u <daN/mq>	OCR	α_0	Crit.
1	0,0	Argilla bassa o media plasticità bassa consistenza	Coes.	1700,00	1850,00	0,00	30,00	20,00	1000,00	5000,00	1,00	0,66	1

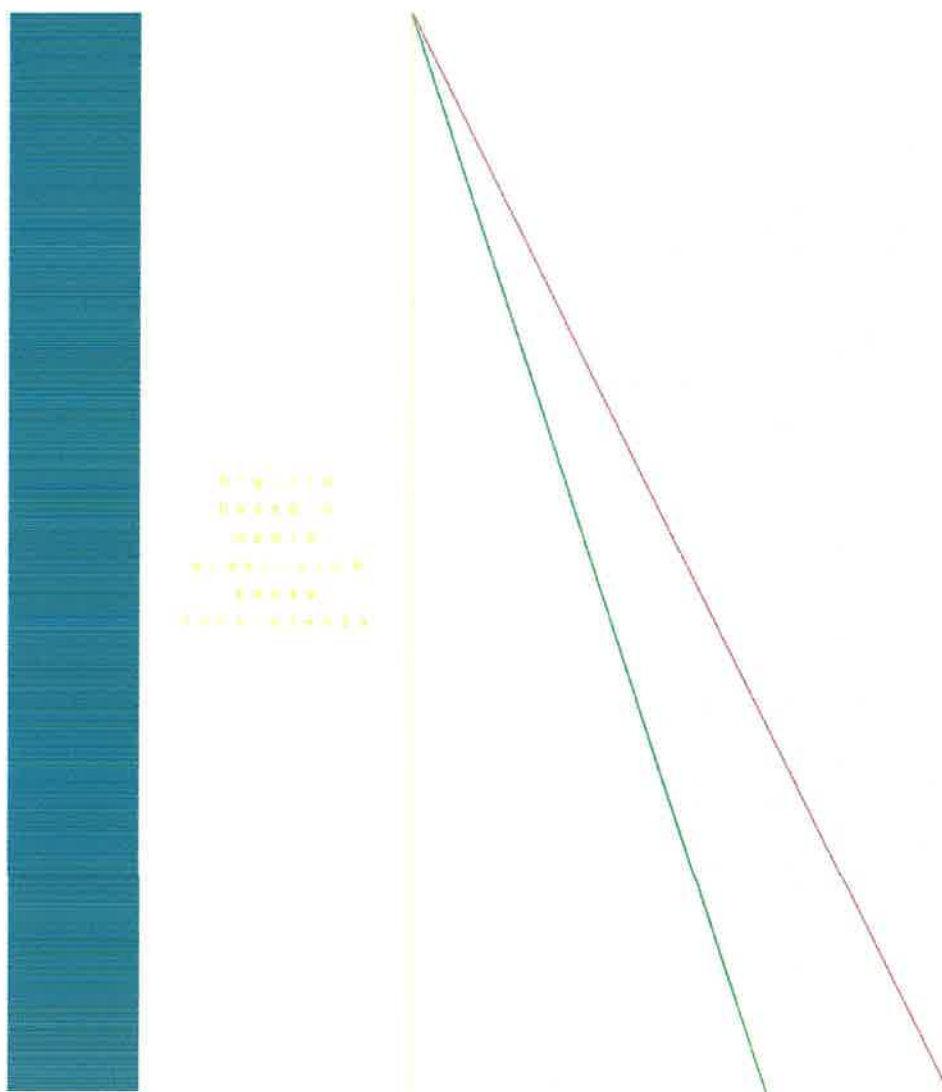
Simbologia

ν = Coeff. di Poisson

Relazione di calcolo

Crit. = Criterio di progetto
E = Modulo elastico normale
E_{ed} = Modulo edometrico
E_u = Modulo elastico non drenato
G = Modulo elastico tangenziale
St. = Strato
k_j = Esponente del parametro tensionale
z = Profondità della superficie superiore dello strato

St.	z <m>	E <daN/mq>	G <daN/mq>	k _j	v	E _{ed} <daN/mq>	E _u <daN/mq>	Crit.
1	0.00	250000.00	89285.70	0.00	0.40	535714.00	267857.00	1



v 0
v 0
h 0
h 0

Relazione di calcolo

Figura numero 1: Colonna stratigrafica numero 1

Le verifiche degli elementi di fondazione sono state effettuate utilizzando l'approccio 2.

Coefficienti parziali per le azioni, per verifiche in condizioni statiche:

Permanenti strutturali, sicurezza a favore $\gamma_A = 1.00$;
Permanenti strutturali, sicurezza a sfavore $\gamma_A = 1.30$;
Permanenti non strutturali, sicurezza a favore $\gamma_A = 0.00$;
Permanenti non strutturali, sicurezza a sfavore $\gamma_A = 1.50$;
Variabili, sicurezza a favore $\gamma_A = 0.00$;
Variabili, sicurezza a sfavore $\gamma_A = 1.50$.

I coefficienti parziali per le azioni sono posti pari all'unità per le verifiche in condizioni sismiche.

Tali coefficienti sono comunque desumibili dalla tabella delle combinazioni delle CCE (Parametri di calcolo).

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici:

Tangente dell'angolo di attrito $\gamma_M = 1.00$;
Coesione efficace $\gamma_M = 1.00$;
Coesione non drenata $\gamma_M = 1.00$;

Coefficienti parziali per la resistenza delle fondazioni superficiali:

Capacità portante $\gamma_R = 2.30$;
Scorrimento $\gamma_R = 1.10$;

Fondazioni superficiali

Simbologia

β = Inclinazione del piano di campagna
 γ_r = Peso specifico rappresentativo del terreno di fondazione
 η = Inclinazione del piano di posa della fondazione
 φ'_r = Angolo di attrito rappresentativo del terreno di fondazione
 $\sigma_{v0,f}$ = Pressione verticale alla profondità del piano di posa della fondazione
 B = Base della fondazione
 B' = Base della fondazione reagente
 CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
 D = Profondità del piano di posa della fondazione
 L = Lunghezza della fondazione ($L > B$)
 L' = Lunghezza della fondazione reagente
 M_x = Momento intorno all'asse X
 M_y = Momento intorno all'asse Y
 N = Sforzo normale
 N_c = Coefficiente di capacità portante relativo alla coesione del terreno di fondazione
 N_q = Coefficiente di capacità portante relativo al peso del terreno di fondazione
 N_γ = Coefficiente di capacità portante relativo al sovraccarico laterale
 R_d = Resistenza di progetto (Carico limite)
 $Sic.$ = Sicurezza
 T_x = Taglio in dir. X
 T_y = Taglio in dir. Y
 b_c = Fattore di inclinazione del piano di fondazione relativo a coesione
 b_q = Fattore di inclinazione del piano di fondazione relativo a peso del terreno
 b_γ = Fattore di inclinazione del piano di fondazione relativo a sovraccarico laterale
 c_{ur} = Coesione non drenata rappresentativa del terreno di fondazione
 c'_r = Coesione efficace rappresentativa del terreno di fondazione
 d_c = Fattore di profondità relativo alla coesione
 d_q = Fattore di profondità relativo al sovraccarico laterale
 g_c = Fattore di inclinazione del piano di campagna relativo a coesione
 g_q = Fattore di inclinazione del piano di campagna relativo a peso del terreno
 g_γ = Fattore di inclinazione del piano di campagna relativo a sovraccarico laterale
 i_c = Fattore di inclinazione relativo alla coesione
 i_q = Fattore di inclinazione relativo al peso del terreno
 i_γ = Fattore di inclinazione relativo al sovraccarico laterale
 q_{lim} = Pressione limite
 s_c = Fattore di forma relativo alla coesione
 s_q = Fattore di forma relativo al peso del terreno
 s_γ = Fattore di forma relativo al sovraccarico laterale

Verifiche capacità portante

Verifiche di capacità portante per rottura generale in condizioni statiche

Metodo utilizzato: Brinch Hansen

Platea n. 502

$B=2.10$ <m> $L=3.75$ <m> $D=0.20$ <m> $\beta=0.00$ <grad> $\eta=0.00$ <grad> $\gamma_r=1700.00$ <daN/mc>
 $\sigma_{v0,f}=340.00$ <daN/mq>

Verifiche in condizioni drenate

$\varphi'_r=20.00$ <grad> $c'_r=1000.00$ <daN/mq>
 $N_q=6.40$ $N_c=14.83$ $N_\gamma=5.39$ $g_q=1.00$ $g_c=1.00$ $g_\gamma=1.00$
 $b_q=1.00$ $b_c=1.00$ $b_\gamma=1.00$

CC	N <daN>	T _x <daN>	T _y <daN>	M _x <daNm>	M _y <daNm>	B' <m>	L' <m>	s _q	s _c	s _g	d _q	d _c	i _q	i _c	i _g	q _{lim} <daN/mq>	R _d <daN>	Sic.
17	14095.80	0.00	0.00	0.02	0.00	2.10	3.75	1.11	1.23	0.89	1.03	1.04	1.00	1.00	1.00	29885.30	102324.00	7.26

Relazione di calcolo

21	14095.80	-60.52	0.00	0.02	-68.18	2.10	3.74	1.11	1.23	0.89	1.03	1.04	1.00	1.00	1.00	29784.90	101718.00	7.22
22	14095.80	-36.31	0.00	0.02	-40.91	2.10	3.74	1.11	1.23	0.89	1.03	1.04	1.00	1.00	1.00	29825.00	101960.00	7.23
28	14095.90	0.00	-117.17	112.08	0.00	2.08	3.75	1.11	1.23	0.89	1.03	1.04	1.00	0.99	0.99	29629.50	100681.00	7.14
29	14095.80	0.00	-70.30	67.26	0.00	2.09	3.75	1.11	1.23	0.89	1.03	1.04	1.00	1.00	1.00	29731.80	101336.00	7.19

Verifiche in condizioni non drenate

$c_{uz}=5000.00$ <daN/mq>

$N_q=1.00$ $N_c=5.14$ $g_c=1.00$ $b_c=1.00$

CC	N <daN>	Tx <daN>	Ty <daN>	Mx <daNm>	My <daNm>	B' <m>	L' <m>	s _o	d _c	i _q	i _c	Q _{um} <daN/mq>	R _d <daN>	Sic.
17	14095.80	0.00	0.00	0.02	0.00	2.10	3.75	1.11	1.04	0.00	1.00	30016.30	102773.00	7.29
21	14095.80	-60.52	0.00	0.02	-68.18	2.10	3.74	1.11	1.04	0.00	1.00	30009.40	102484.00	7.27
22	14095.80	-36.31	0.00	0.02	-40.91	2.10	3.74	1.11	1.04	0.00	1.00	30012.20	102600.00	7.28
28	14095.90	0.00	-117.17	112.08	0.00	2.08	3.75	1.11	1.04	0.00	1.00	29978.50	101866.00	7.23
29	14095.80	0.00	-70.30	67.26	0.00	2.09	3.75	1.11	1.04	0.00	1.00	29993.60	102229.00	7.25

Verifiche di capacità portante per rottura generale in condizioni sismiche

Metodo utilizzato: Condizioni statiche

Platea n. 502

$B=2.10$ <m> $L=3.75$ <m> $D=0.20$ <m> $\beta=0.00$ <grad> $\eta=0.00$ <grad> $\gamma_c=1700.00$ <daN/mc>

$\sigma_{v0,z}=340.00$ <daN/mq>

Verifiche in condizioni drenate

$\varphi'_z=20.00$ <grad> $c'_z=1000.00$ <daN/mq>

$N_q=6.40$ $N_c=14.83$ $N_g=5.39$ $g_q=1.00$ $g_c=1.00$ $g_g=1.00$

$b_q=1.00$ $b_c=1.00$ $b_g=1.00$

CC	N <daN>	Tx <daN>	Ty <daN>	Mx <daNm>	My <daNm>	B' <m>	L' <m>	s _q	s _o	s _g	d _c	i _q	i _c	i _g	Q _{um} <daN/mq>	R _d <daN>	Sic.
1	7961.18	-53.34	-16.03	32.58	-117.63	2.09	3.72	1.11	1.23	0.89	1.03	1.04	1.00	1.00	29747.20	100656.00	12.64
3	7961.10	-53.34	16.03	-32.56	-117.63	2.09	3.72	1.11	1.23	0.89	1.03	1.04	1.00	1.00	29747.30	100656.00	12.64
5	7961.18	53.34	-16.03	32.58	117.63	2.09	3.72	1.11	1.23	0.89	1.03	1.04	1.00	1.00	29747.20	100656.00	12.64
7	7961.10	53.34	16.03	-32.56	117.63	2.09	3.72	1.11	1.23	0.89	1.03	1.04	1.00	1.00	29747.30	100656.00	12.64
9	7961.27	-16.00	-53.44	108.57	-35.29	2.07	3.74	1.11	1.23	0.89	1.03	1.04	1.00	1.00	29652.10	99970.80	12.56
11	7961.27	16.00	-53.44	108.57	35.29	2.07	3.74	1.11	1.23	0.89	1.03	1.04	1.00	1.00	29652.10	99970.80	12.56
13	7961.01	-16.00	53.44	-108.56	-35.29	2.07	3.74	1.11	1.23	0.89	1.03	1.04	1.00	1.00	29652.20	99970.90	12.56
15	7961.01	16.00	53.44	-108.56	35.29	2.07	3.74	1.11	1.23	0.89	1.03	1.04	1.00	1.00	29652.20	99970.90	12.56

Verifiche in condizioni non drenate

$c_{uz}=5000.00$ <daN/mq>

$N_q=1.00$ $N_c=5.14$ $g_c=1.00$ $b_c=1.00$

CC	N <daN>	Tx <daN>	Ty <daN>	Mx <daNm>	My <daNm>	B' <m>	L' <m>	s _c	d _c	i _q	i _c	Q _{um} <daN/mq>	R _d <daN>	Sic.
1	7961.18	-53.34	-16.03	32.58	-117.63	2.09	3.72	1.11	1.04	0.00	1.00	30019.20	101576.00	12.76
3	7961.10	-53.34	16.03	-32.56	-117.63	2.09	3.72	1.11	1.04	0.00	1.00	30019.20	101576.00	12.76
5	7961.18	53.34	-16.03	32.58	117.63	2.09	3.72	1.11	1.04	0.00	1.00	30019.20	101576.00	12.76
7	7961.10	53.34	16.03	-32.56	117.63	2.09	3.72	1.11	1.04	0.00	1.00	30019.20	101576.00	12.76
9	7961.27	-16.00	-53.44	108.57	-35.29	2.07	3.74	1.11	1.04	0.00	1.00	29987.30	101101.00	12.70
11	7961.27	16.00	-53.44	108.57	35.29	2.07	3.74	1.11	1.04	0.00	1.00	29987.30	101101.00	12.70
13	7961.01	-16.00	53.44	-108.56	-35.29	2.07	3.74	1.11	1.04	0.00	1.00	29987.30	101101.00	12.70
15	7961.01	16.00	53.44	-108.56	35.29	2.07	3.74	1.11	1.04	0.00	1.00	29987.30	101101.00	12.70

Verifiche di capacità portante per rottura per punzonamento

Platea n. 502

Verifiche in condizioni drenate

Verifiche rispettate $I_r(50.35) \geq I_{rcrit}(38.86)$

Verifiche in condizioni non drenate

Verifiche rispettate $I_r(17.86) \geq I_{rcrit}(10.54)$

Verifiche di capacità portante per rottura per scorrimento

Platea n. 502

$B=2.10$ <m> $L=3.75$ <m> $D=0.20$ <m>

Verifiche in condizioni drenate

CC	N <daN>	Tx <daN>	Ty <daN>	R _d <daN>	Sic.
21	14095.80	-60.52	0.00	11804.70	195.04
22	14095.80	-36.31	0.00	11812.00	325.28
28	14095.90	0.00	-117.17	11769.00	100.45
29	14095.80	0.00	-70.30	11790.60	167.72

Relazione di calcolo

Verifiche in condizioni non drenate

CC	N <daN>	T _x <daN>	T _y <daN>	R _d <daN>	Sic.
21	14095.80	-60.52	0.00	35703.10	589.91
22	14095.80	-36.31	0.00	35740.00	984.20
28	14095.90	0.00	-117.17	35524.40	303.20
29	14095.80	0.00	-70.30	35632.80	506.87

Cedimenti

Metodo utilizzato: Bowles

Simbologia

v_r = Coefficiente di Poisson rappresentativo del terreno di fondazione
 B = Base della fondazione
 CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
 Ced = Cedimento calcolato
 D = Profondità del piano di posa della fondazione
 E_r = Modulo elastico rappresentativo del terreno di fondazione
 H = Spessore del terreno responsabile del cedimento
 I_f = Coefficiente di profondità
 I_s = Coefficiente di influenza
 L = Lunghezza della fondazione ($L > B$)
 N = Sforzo normale
 kw = Costante di sottofondo
 q_{es} = Pressione di esercizio

Platea n. 502

$B=2.10$ <m> $L=3.75$ <m> $D=0.20$ <m> $H=10.50$ <m> $E_r=250000.00$ <daN/mq> $v_r=0.40$
 $I_s=0.63$ $I_f=0.98$ $kw=115603.00$ <daN/mc>

CC	N <daN>	q_{es} <daN/mq>	Ced <cm>
1	7961.18	1010.94	0.87
2	7961.15	1010.94	0.87
3	7961.10	1010.93	0.87
4	7961.13	1010.94	0.87
5	7961.18	1010.94	0.87
6	7961.15	1010.94	0.87
7	7961.10	1010.93	0.87
8	7961.13	1010.94	0.87
9	7961.27	1010.95	0.87
10	7961.19	1010.94	0.87
11	7961.27	1010.95	0.87
12	7961.19	1010.94	0.87
13	7961.01	1010.92	0.87
14	7961.09	1010.93	0.87
15	7961.01	1010.92	0.87
16	7961.09	1010.93	0.87
17	14095.80	1789.94	1.55
18	9945.63	1262.94	1.09
19	8452.54	1073.34	0.93
20	7961.14	1010.94	0.87
21	14095.80	1789.94	1.55
22	14095.80	1789.94	1.55
23	9945.63	1262.94	1.09
24	9945.63	1262.94	1.09
25	8452.54	1073.34	0.93
26	8452.54	1073.34	0.93
27	7961.14	1010.94	0.87
28	14095.90	1789.96	1.55
29	14095.80	1789.95	1.55
30	9945.72	1262.95	1.09
31	9945.69	1262.94	1.09
32	8452.56	1073.34	0.93
33	8452.54	1073.34	0.93
34	7961.14	1010.94	0.87

AFFIDABILITÀ DEL CODICE DI CALCOLO

Il codice di calcolo impiegato dal programma è stato interamente sviluppato dalla Ce.A.S. S.r.l. – Milano, anche sulla base di algoritmi riportati nella letteratura internazionale di comprovata affidabilità.

La documentazione allegata al programma contiene una dettagliata esposizione delle basi teoriche dei suddetti algoritmi oltre a casi di prova e di validazione risolti e commentati.

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico.

La documentazione, fornita dal produttore e distributore del software, contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, corredati dei file di input necessari a riprodurre l'elaborazione.

Programma Modest – Licenza numero 6773

Programma Xfinest – Licenza numero 5516



Strumenti solidi come i vostri progetti
Tecnisoft s.a.s. di Papi Paolo Luca & C.
Via F. Ferrucci, 203/C - 59100 Prato
Tel. 0574 583421 - Fax 0574 570157
C.F. e P.IVA 01355190972
R.E.A. C.C.I.A.A. Prato n. 421503
R.I. Prato n. 16291

AFFIDABILITÀ DEL PROGRAMMA MODEST

Facendo seguito a quanto richiesto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni, la società Tecnisoft s.a.s., produttrice e distributrice del programma ModeSt, dichiara quanto segue:

Il programma ModeSt è un pre-post processore per solutori agli elementi finiti prodotti da altre società ed alle quali si rimanda per i relativi test di affidabilità. Si segnala comunque che i solutori supportati sono di riconosciuta fama nazionale e internazionale e di comprovata affidabilità (XFINEST, SAP2000) e che vengono distribuiti con i relativi test di validazione.

ModeSt contiene comunque al suo interno procedure che l'utente può attivare per il controllo di congruenza sui dati introdotti, procedure che riconoscono in automatico la presenza dei più tipici errori di modellazione.

Al termine del calcolo sono interrogabili sia numericamente che graficamente tutti i risultati, per consentire la valutazione della bontà della modellazione effettuata.

Le procedure di progettazione delle armature degli elementi in c.a. o di verifica degli elementi in acciaio, legno o muratura segnalano sempre le situazioni in cui non sono soddisfatte le condizioni di verifica previste dalla normativa ed implementate nel software. Anche in questo caso si possono effettuare controlli grafici e numerici su stati tensionali, domini di rottura, ecc.

Le procedure di progetto e verifica sono state testate con numerosi esempi reperiti in letteratura o risolti manualmente. Tali esempi sono riportati all'interno di un manuale fornito insieme al programma.

Tecnisoft s.a.s.
Il Socio Amministratore
Papi Paolo