

Progetto di strutture in cemento armato

Progetto di un edificio in cemento
armato soggetto ad azioni sismiche
secondo l'O.P.C.M. 3274

Catania, 25 marzo 2004

Pier Paolo Rossi

EDIFICIO ANALIZZATO

Tipologia:

edificio adibito a civile abitazione a cinque piani.

Struttura portante principale:

in cemento armato con struttura intelaiata.

Materiali:

calcestruzzo Rck 25

acciaio FeB 38 k

Altezze d'interpiano:

3.60 m al primo ordine, 3.20 m agli altri ordini.

EDIFICIO ANALIZZATO

Solai:

in laterocemento gettato in opera.

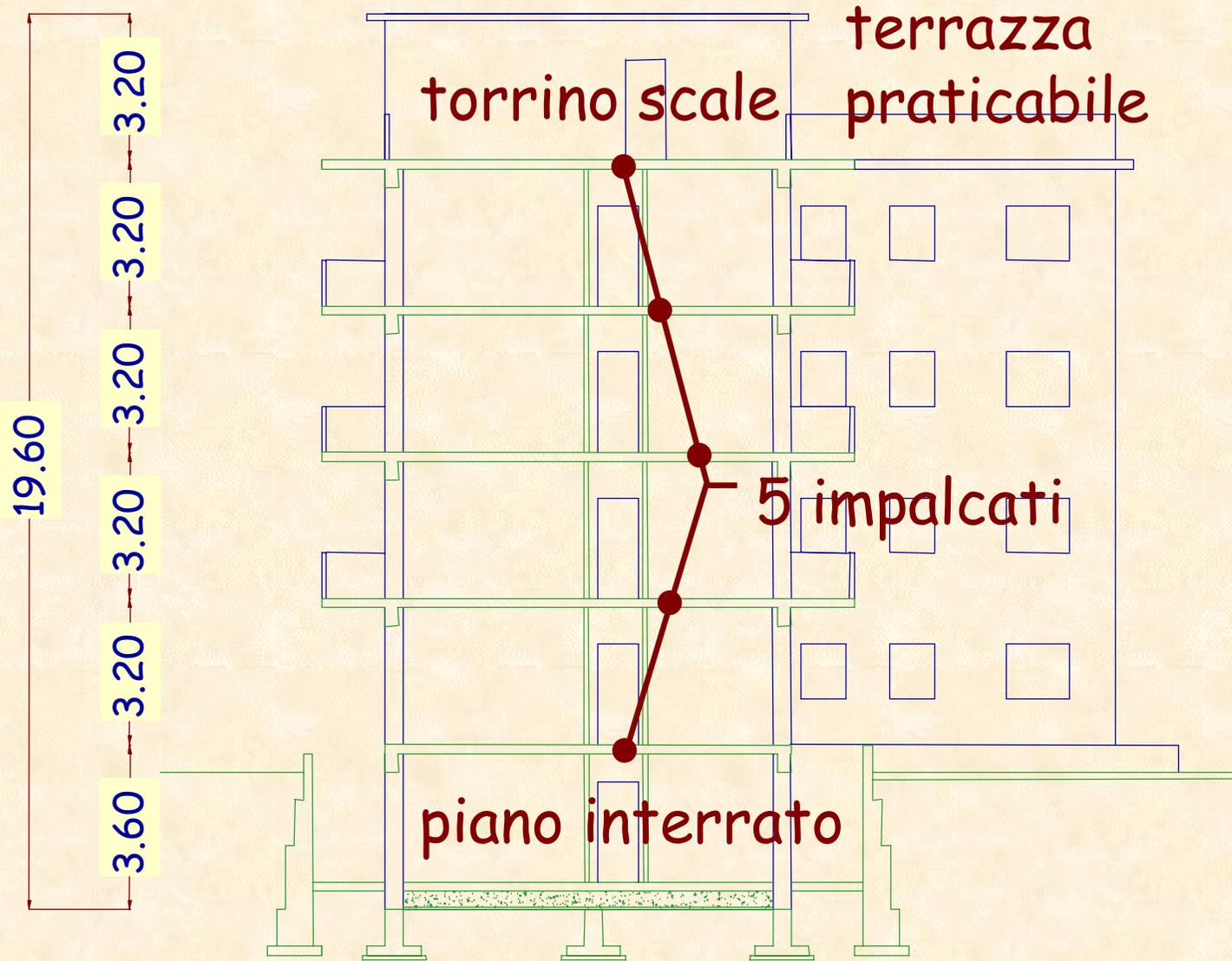
Azioni che sollecitano la struttura:

carichi verticali e sisma.

Azione sismica:

suolo tipo C e zona 2.

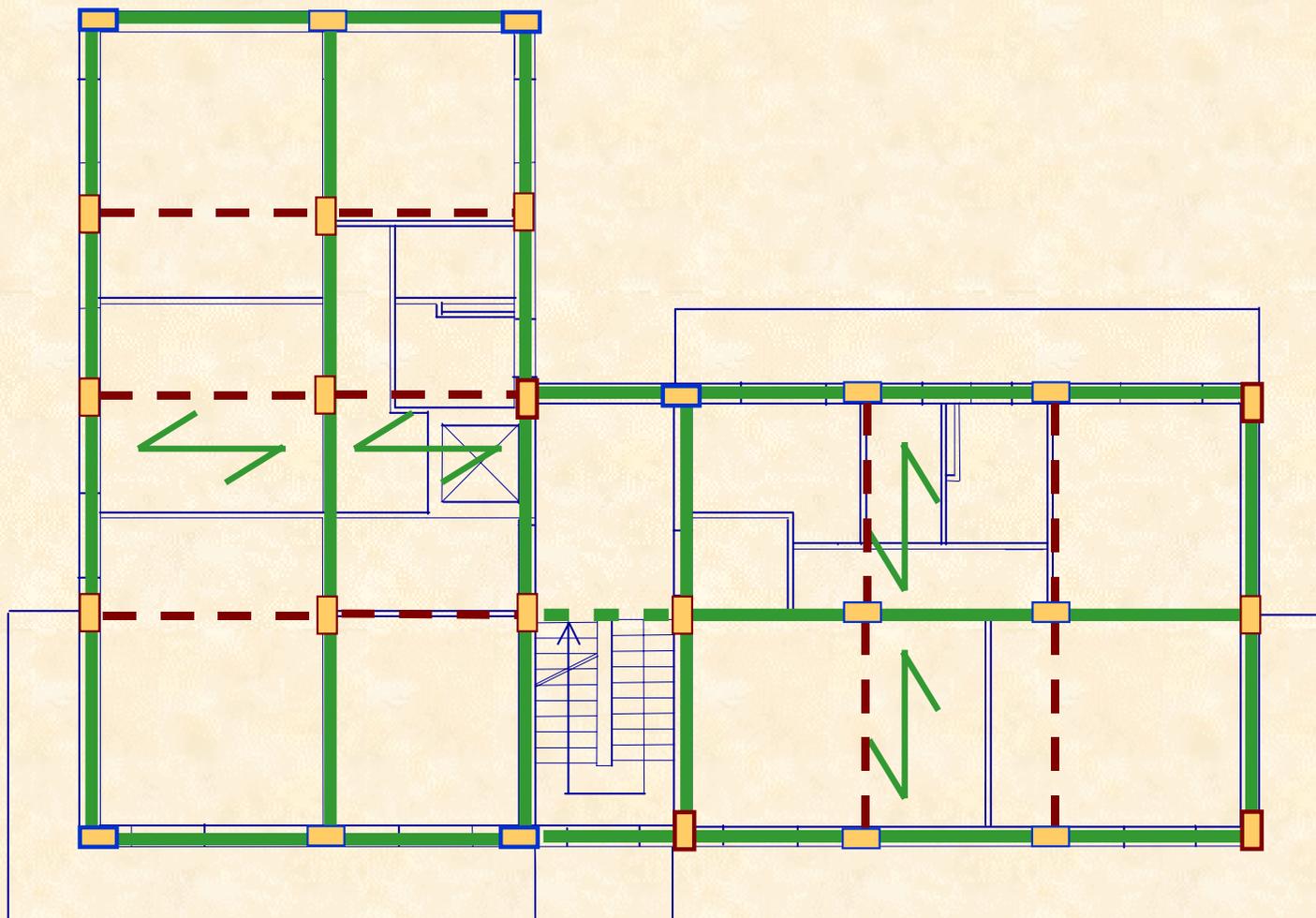
Sezione



Sismicità media
= zona 2

Terreno
costituito da
sabbie e ghiaie
mediamente
addensate

Impostazione della carpenteria



CARATTERISTICHE DEL CLS

Le caratteristiche meccaniche del conglomerato cementizio armato sono definite:

- in funzione del valore caratteristico della resistenza cubica R_{ck} per il D.M. 9 / 1 / 1996. Noi useremo un R_{ck} 25;
- in funzione del valore caratteristico della resistenza cilindrica f_{ck} per l'Eurocodice 2.

Classi di resistenza secondo l'EC2 (resistenze in N/mm^2)

	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55
f_{ck}	12	16	20	25	30	35	40	45
R_{ck}	15	20	25	30	37	45	50	55



CARATTERISTICHE DEL CLS

Resistenza di calcolo a compressione

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

essendo $\gamma_c = 1.6$

si ha: $f_{cd} = \frac{20.75}{1.6} = 12.97 \text{ N/mm}^2$

Resistenza ridotta per il dimensionamento di travi e pilastri, per tener conto dell'effetto della permanenza dei carichi sulla resistenza.

essendo $\alpha = 0.85$

si ha: $\alpha f_{cd} = 0.85 \times 12.97 = 11.0 \text{ N/mm}^2$

CARATTERISTICHE DEL CLS

Resistenza a trazione

$$f_{ctk} = 1.2 \times 0.7 \times 0.27 \times (R_{ck})^{2/3} = 1.62 \text{ MPa}$$

Modulo elastico

$$E_c = 5700 (R_{ck})^{2/3} = 28500 \text{ MPa}$$

CARATTERISTICHE DELL'ACCIAIO

Acciaio FeB38k

$$f_{yk} = 375 \text{ MPa}$$

Resistenza di calcolo a trazione

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

essendo $\gamma_s = 1.15$

si ha: $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{375}{1.15} = 326.1 \text{ N/mm}^2$

CARATTERISTICHE DELL'ACCIAIO

Modulo elastico

$$E_s = 206000 \text{ MPa}$$

Deformazione al limite elastico

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{326.1}{206000} = 1.58 \text{ ‰}$$

AZIONI SOLLECITANTI

**Valori
caratteristici**



G_k

Q_{ik}

**Valori
di calcolo**



$$G_d = \gamma_g G_k$$

$$Q_{ik} = \gamma_g G_k$$

azioni permanenti

$i=1, \dots, n$ azioni variabili

Coefficienti di sicurezza parziali delle azioni

$\gamma_g = 1.4$ (1.0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)

$\gamma_q = 1.5$ (0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)

AZIONI SOLLECITANTI

Combinazioni per la verifica allo Stato Limite Ultimo

Solo carichi verticali

$$q_d = \gamma_g G_k + \gamma_q Q_{1k} + \sum_{(i>1)} \gamma_q \Psi_{0i} Q_{ik}$$

Carichi verticali \pm sisma

$$q_d = G_k + \sum \Psi_{2i} Q_{ik} \pm \gamma_I E$$

Combinazioni per la verifica allo Stato Limite di Danno

Carichi verticali \pm sisma

$$q_d = G_k + \sum \Psi_{0i} Q_{ik} \pm \gamma_I E$$

G_k valore caratteristico delle azioni permanenti

Q_{1k} valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione

Q_{ik} valore caratteristico delle altre azioni variabili

Ψ_{0i} coefficienti di combinazione rara

γ_I coefficiente d'importanza (1.00 nel caso considerato)

AZIONI AGENTI

Coefficienti di combinazione

	Ψ_{oi}	Ψ_{2i}
Abitazioni ed uffici	0.70	0.30
Uffici aperti al pubblico, scuole, negozi, autorimesse	0.70	0.60
Tetti e coperture con neve	0.70	0.35
Magazzini ed archivi	1.00	0.80
Vento	0.00	0.00

MASSE SISMICHE

Le masse sismiche da considerare nel calcolo della risposta sismica, eseguito mediante analisi modale, sono quelle associate ai seguenti carichi verticali:

$$G_k + \sum \Psi_{Ei} Q_{ik}$$

essendo:

$$\Psi_{Ei} = \varphi \Psi_{2i}$$

$$\Psi_{Ei} = \varphi \Psi_{oi}$$

nelle verifiche allo Stato Limite Ultimo

nelle verifiche allo Stato Limite di Danno

MASSE SISMICHE

Coefficienti φ per edifici

		φ
Carichi indipendenti	Ultimo piano	1.00
	Altri piani	0.50
Archivi		1.00
Carichi correlati ad alcuni piani	Ultimo piano	1.00
	Piani con carichi correlati	0.80
	Altri carichi	0.50

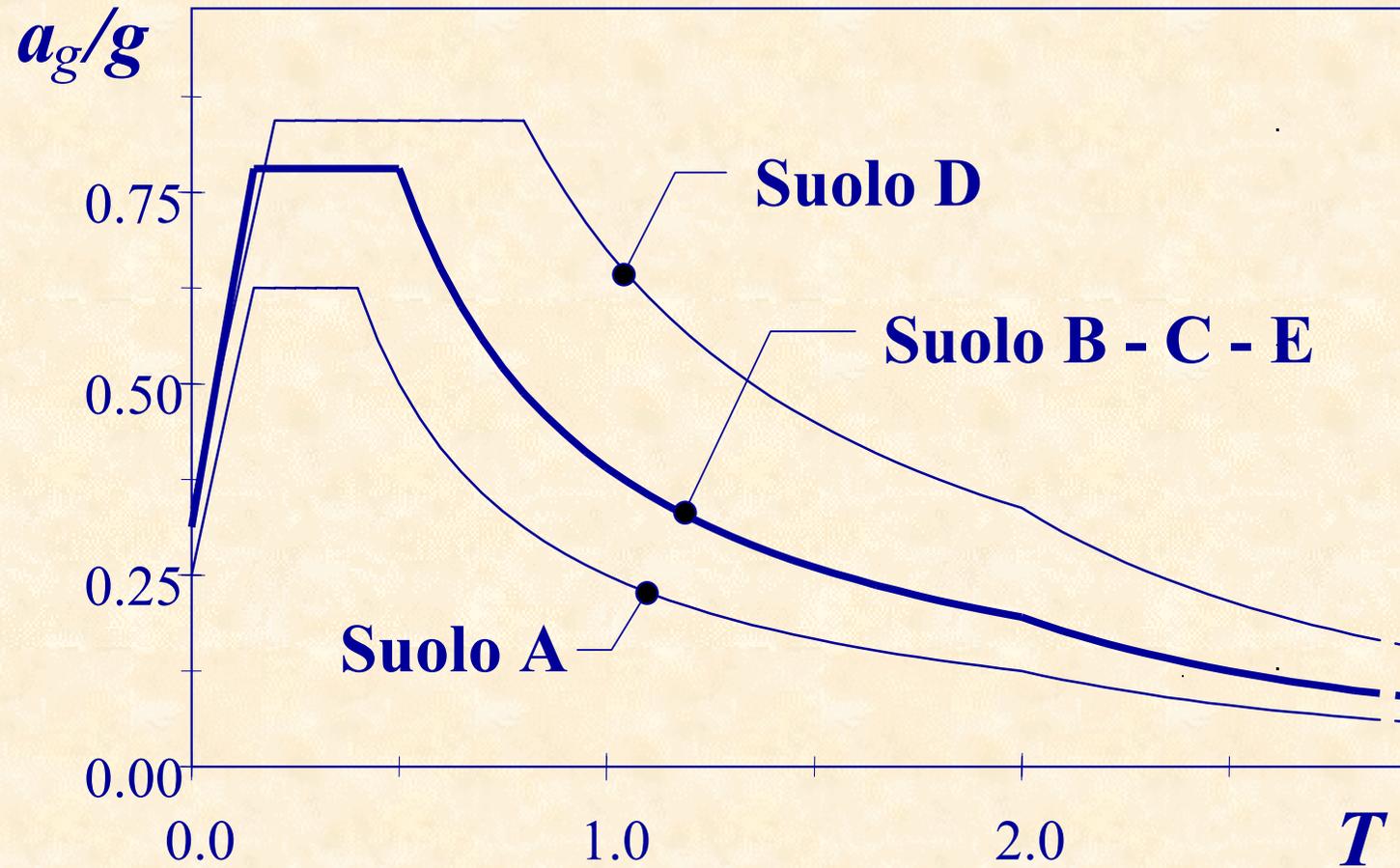
CARICHI UNITARI (Valori Caratteristici)

Tipo carico	G_k	Tramezzi	Q_k	ϕ	ψ_0	ψ_2
Solaio del piano tipo	4,00	1,00	2,00	0,50	0,70	0,20
Solaio di copertura	4,20		2,00	1,00	0,70	0,20
Solaio torrino scala	3,40		1,00	1,00	0,70	0,20
Sbalzo piano tipo	4,20		4,00	0,50	0,70	0,20
Sbalzo copertura	3,90		1,00	1,00	0,70	0,20
Cornicione	3,90		1,00	1,00	0,70	0,20
Scala	5,00		4,00	0,50	0,70	0,20
Travi 30 x 60	4,20					
Travi 30 x 50	3,50					
Travi 60 x 22	1,60					
Tompagnatura	6,00					
Tramezzi	3,00					
Pilastri 30 x 70 piano terra	15,70					
Pilastri 30 x 70 altri piani	13,60					
Pilastri 30 x 40 torrino scala	7,80					

CARICHI UNITARI (Valori di calcolo)

	SLU	Rara	Q. Perm.	Mas.SLD	Mas.SLU
Tipo carico	$\gamma_g G_k + \gamma_q G_k$	$G_k + \psi_0 Q_k$	$G_k + \psi_2 Q_k$	$G_k + \phi \psi_0 Q_k$	$G_k + \phi \psi_2 Q_k$
Solaio del piano tipo	10,00	6,40	5,40	4,70	4,20
Solaio di copertura	8,88	5,60	4,60	5,60	4,60
Solaio torrino scala	6,26	4,10	3,60	4,10	3,60
Sbalzo piano tipo	11,88	7,00	5,00	5,60	4,60
Sbalzo copertura	6,96	4,60	4,10	4,60	4,10
Cornicione	6,96	4,60	4,10	4,60	4,10
Scala	13,00	7,80	5,80	6,40	5,40
Travi 30 x 60	5,88	4,20	4,20	4,20	4,20
Travi 30 x 50	4,90	3,50	3,50	3,50	3,50
Travi 60 x 22	2,24	1,60	1,60	1,60	1,60
Tompagnatura	8,40	6,00	6,00	6,00	6,00
Tramezzi	4,20	3,00	3,00	3,00	3,00
Pilastri 30 x 70 p. t.	21,98	15,70	15,70	15,70	15,70
Pilastri 30 x 70 altri piani	19,04	13,60	13,60	13,60	13,60
Pilastri 30 x 40 torrino	10,92	7,80	7,80	7,80	7,80

SPETTRI DI RISPOSTA



FATTORI DI STRUTTURA

Per edifici in cemento armato il fattore di struttura q va determinato in funzione della tipologia strutturale, dalle caratteristiche di regolarità dell'edificio e della classe di duttilità.

$$q_0 = q_0 K_D K_R$$

Regolarità in altezza

$$K_R = 1.0$$

per edifici regolari in altezza

$$K_R = 0.8$$

per edifici non regolari in altezza

Classe di duttilità

$$K_D = 1.0$$

per strutture ad alta duttilità (CD "A")

$$K_D = 0.7$$

per strutture a bassa duttilità (CD "B")

FATTORI DI STRUTTURA

Valori di q_0

Tipologia	q_0
Strutture a telaio	$4.5 \alpha_u / \alpha_1$
Strutture a pareti	$4.0 \alpha_u / \alpha_1$
Strutture miste telaio pareti	$4.0 \alpha_u / \alpha_1$
Strutture a nucleo	3.0

Per edifici con più piani e più campate $\alpha_u / \alpha_1 = 1.3$

FATTORI DI STRUTTURA

Stato Limite Ultimo

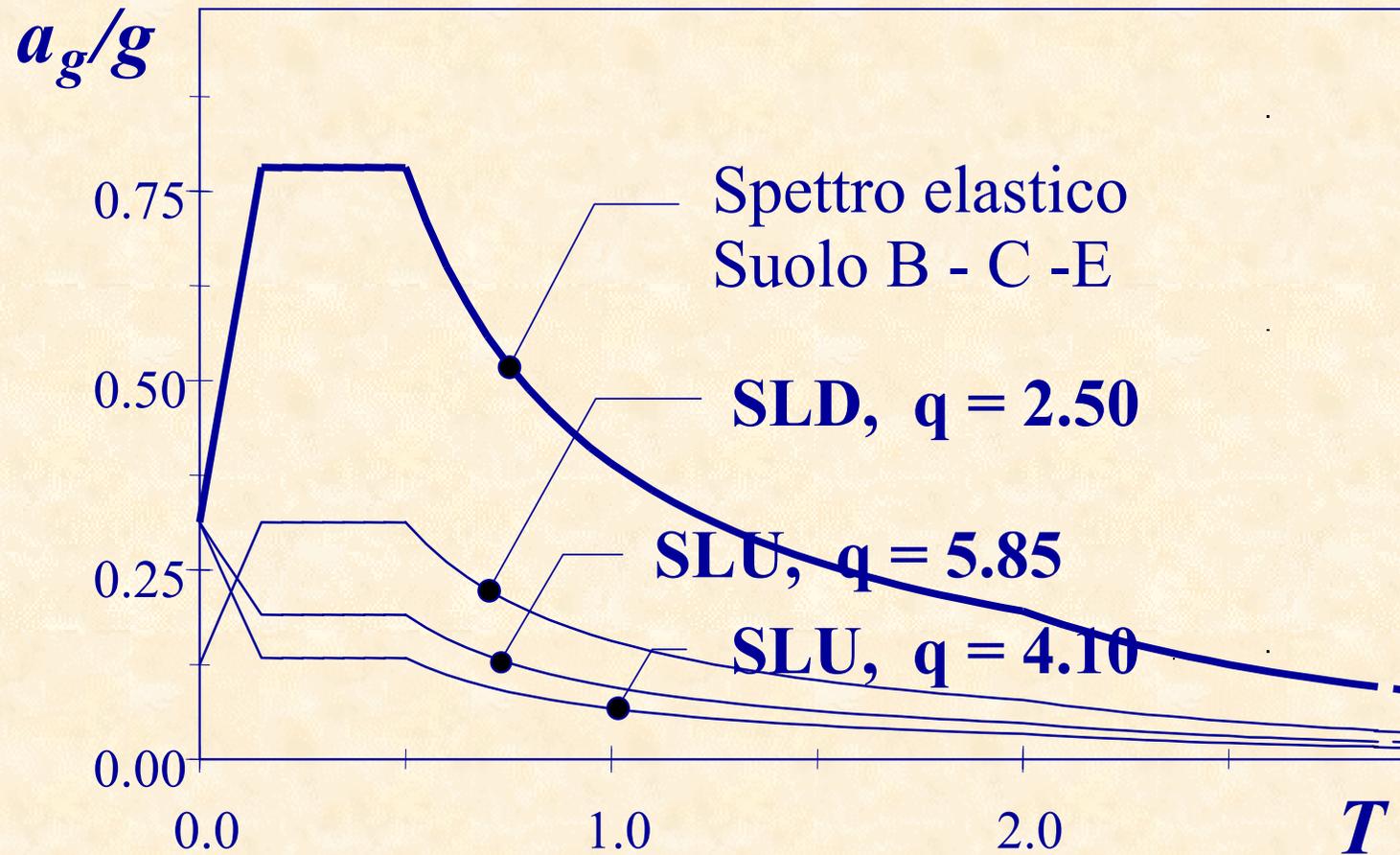
$$CD "A" \quad q = q_0 K_D K_R = 4.5 \times 1.3 \times 1.0 \times 1.0 = 5.85$$

$$CD "B" \quad q = q_0 K_D K_R = 4.5 \times 1.3 \times 0.7 \times 1.0 = 4.10$$

Stato Limite di Danno

$$q = 2.5$$

SPETTRI DI PROGETTO



MASSE E FORZE SLD

		Torrino		V Imp.	
Tipo carico		Q.ta	Massa	Q.ta	Massa
Totale	396,00	--	--	--	--
X_{GM}	9,75	--	--	239,20	1339,52
Y_{GM}	4,86	36,00	147,60	--	--
h_6	19,60	--	--	--	--
$m_6 h_6$	7761,60	--	--	60,30	277,38
γ_6	0,0477	12,00	55,20	13,30	61,18
F_6	164,69	--	--	19,10	122,24
		--	--	--	--
Totale	2917,62	24,00	84,00	121,00	423,50
X_{GM}	10,20	3,00	4,80	50,00	80,00
Y_{GM}	5,89	13,50	81,00	52,20	313,20
h_5	16,40	--	--	31,20	93,60
$m_5 h_5$	47848,97	--	--	--	--
γ_5	0,2940	--	--	--	--
F_5	1015,26	--	--	13,50	183,60
		3,00	23,40	7,80	23,40

piani

Pilastri 30 x 40 torrino

MASSE E FORZE SLD

IV Imp.	
Totale	3222,52
X_{GM}	10,35
Y_{GM}	5,64
h_4	13,20
$m_4 h_4$	42537,26
γ_4	0,2613
F_4	902,55

III Imp.	
Totale	3222,52
X_{GM}	10,35
Y_{GM}	5,64
h_3	10,00
$m_3 h_3$	32225,20
γ_3	0,1980
F_3	683,75

II Imp.	
Totale	3222,52
X_{GM}	10,35
Y_{GM}	5,64
h_2	6,80
$m_2 h_2$	21913,14
γ_2	0,1346
F_2	464,95

I Imp.	
Totale	2913,19
X_{GM}	9,75
Y_{GM}	6,33
h_1	3,60
$m_1 h_1$	10487,48
γ_1	0,0644
F_1	222,52

	Impalcato tipo		I Imp.	
	Q.ta	Massa	Q.ta	Massa
co	239,20	1124,24	239,20	1124,24
tipo	--	--	--	--
ira	--	--	--	--
ala	60,30	337,68	--	--
o	--	--	--	--
a	--	--	--	--
	24,00	153,60	24,00	153,60
	121,00	508,20	121,00	508,20
	--	--	--	--
	80,00	50,00	80,00	80,00
	464,40	77,40	464,40	464,40
	187,20	62,40	187,20	187,20
p. t.	--	13,50	211,95	211,95
altri pi	367,20	13,50	183,60	183,60
torrino	--	239,20	--	--

MASSE E FORZE SLD

F_b	3453,73	kN
λ	0,85	---
q	1,000	---
a_g/g	0,1	---
S_a	0,256	g
T_1	0,61	sec
M_{tot}	15894,37	kNm

MASSE E FORZE SLU

		Torrino		V Imp.	
Tino carico		Q.ta	Massa	Q.ta	Massa
Totale	372,00	--	--	--	--
X_{GM}	9,75	--	--	239,20	1100,32
Y_{GM}	4,86	--	--	--	--
h_6	19,60	36,00	129,60	--	--
$m_6 h_6$	7291,20	--	--	--	--
γ_6	0,0483	--	--	60,30	247,23
F_6	95,04	12,00	49,20	13,30	54,53
Scala		--	--	19,10	103,14
Totale	2622,52	--	--	--	--
X_{GM}	10,20	--	--	--	--
Y_{GM}	5,89	24,00	84,00	121,00	423,50
h_5	16,40	3,00	4,80	50,00	80,00
$m_5 h_5$	43009,33	13,50	81,00	52,20	313,20
γ_5	0,2852	--	--	31,20	93,60
F_5	560,60	--	--	--	--
Pilastri 50 x 70 altri piani		--	--	13,50	183,60
Pilastri 30 x 40 torino		3,00	23,40	3,00	23,40

MASSE E FORZE SLU

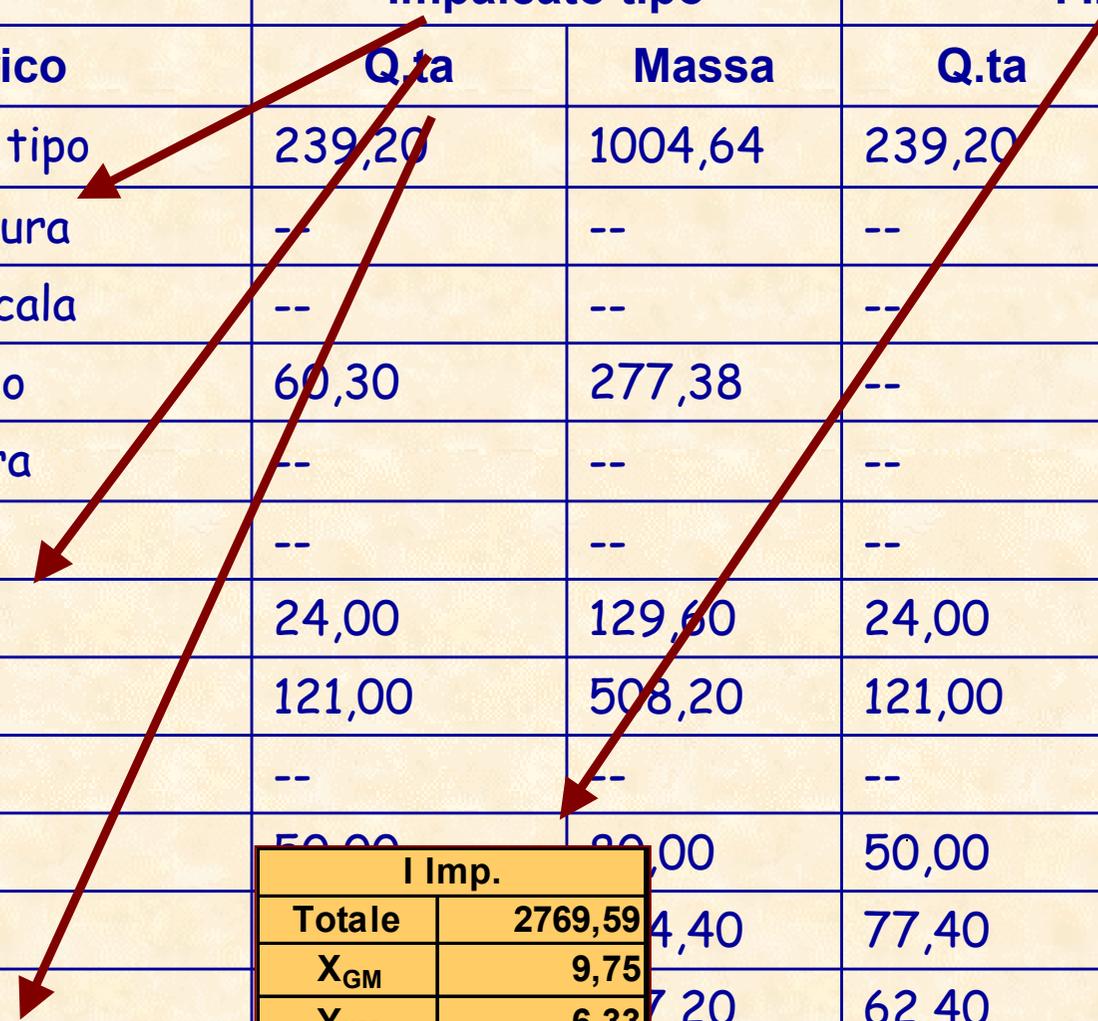
IV Imp.	
Totale	3018,62
X_{GM}	10,35
Y_{GM}	5,64
h_4	13,20
$m_4 h_4$	39845,78
γ_4	0,2642
F_4	519,37

III Imp.	
Totale	3018,62
X_{GM}	10,35
Y_{GM}	5,64
h_3	10,00
$m_3 h_3$	30186,20
γ_3	0,2001
F_3	393,46

II Imp.	
Totale	3018,62
X_{GM}	10,35
Y_{GM}	5,64
h_2	6,80
$m_2 h_2$	20526,62
γ_2	0,1361
F_2	267,55

I Imp.	
Totale	2769,59
X_{GM}	9,75
Y_{GM}	6,33
h_1	3,60
$m_1 h_1$	9970,52
γ_1	0,0661
F_1	129,96

	Impalcato tipo		I Imp.	
Descrizione	Q.ta	Massa	Q.ta	Massa
Struttura tipo	239,20	1004,64	239,20	1004,64
Struttura scala	--	--	--	--
Struttura tipo	60,30	277,38	--	--
Struttura scala	--	--	--	--
Struttura tipo	24,00	129,60	24,00	129,60
Struttura scala	121,00	508,20	121,00	508,20
Struttura tipo	50,00	80,00	50,00	80,00
Struttura scala	27,40	464,40	77,40	464,40
Struttura tipo	7,20	187,20	62,40	187,20
Struttura scala	13,50	211,95	13,50	211,95
Struttura tipo	7,20	183,60	13,50	183,60
Struttura scala	--	--	--	--



MASSE E FORZE SLU

F_b	1404	kN
λ	0,85	---
q	5,85	---
a_g/g	0,25	---
S_a	0,639	1/g
T_1	0,61	sec
M_{tot}	10585	kNm

DATI DELLE MASSE

Massime dimensioni dell'impalcato

$L_x =$	22,80
$L_y =$	16,00

V impalcato

$$3456,78/338,88=10,2 \text{ kN/mq}$$

Rett.	lato x	lato y	Area	XmRett	YmRett	Sy	Sx	IneMasse
1	9,60	12,00	115,20	4,40	10,40	506,88	1198,08	6220,16
2	2,30	4,50	10,35	10,35	6,65	107,12	68,83	6,22
3	11,30	5,90	66,67	17,15	7,35	1143,39	490,02	3362,05
4	0,40	4,90	1,96	23,00	6,85	45,08	13,43	322,91
5	25,60	5,80	148,48	11,40	1,50	1692,67	222,72	3074,05
6	2,70	-1,40	-3,78	10,15	-0,70	-38,37	2,65	-164,13
Totale			338,88	Totale		3456,78	1995,72	12821,26

$X_M =$	10,20
$Y_M =$	5,89
$X_M - 0,05L_x =$	9,06
$X_M + 0,05L_x =$	11,34
$Y_M - 0,05L_y =$	-0,80
$Y_M + 0,05L_y =$	6,69
$r_m =$	6,15

Verifica di massima
9 kN/mq

DATI DELLE MASSE

IV, III e II impalcato $3370,17/325,60=10,3$ kN/mq

Rett.	lato x	lato y	Area	XmRett	YmRett	Sy	Sx	IneMasse	
1	8,80	11,60	102,08	4,40	10,20	449,15	1041,22	5734,37	
2	2,70	4,50	12,15	10,15	6,65	123,32	80,80	12,81	
3	11,30	5,90	66,67	17,15	7,35	1143,39	490,02	3276,47	
5	25,60	5,80	148,48	11,40	1,50	1692,67	222,72	2712,24	
6	2,70	-1,40	-3,78	10,15	-0,70	-38,57	2,65	-152,24	
			0,00						
Totale			325,60	Totale			3370,17	1837,40	11583,64

$X_M =$	10,35
$Y_M =$	5,64
$X_M - 0.05L_x =$	9,21
$X_M + 0.05L_x =$	11,49
$Y_M - 0.05L_y =$	4,84
$Y_M + 0.05L_y =$	6,44
$r_m =$	5,96

Verifica di massima
10 kN/mq

DATI DELLE MASSE

I impalcato

$$2588,20/265,40=9,75 \text{ kN/mq}$$

Rett.	lato x	lato y	Area	XmRett	YmRett	Sy	Sx	IneMasse	
1	8,80	16,00	140,80	4,40	8,00	619,52	1126,40	4424,28	
2	14,00	8,90	124,60	15,80	4,45	1968,68	554,47	4999,50	
3									
5									
6									
Totale			265,40	Totale			2588,20	1680,87	9423,78

$X_M =$	9,75
$Y_M =$	6,33
$X_M - 0.05L_x =$	8,61
$X_M + 0.05L_x =$	10,89
$Y_M - 0.05L_y =$	5,53
$Y_M + 0.05L_y =$	7,13
$r_m =$	5,96

Verifica di massima
10 kN/mq

DATI DELLE MASSE

CALCOLO ESATTO E VERIFICA DI MASSIMA

Verifica di massima

$388,88 \times 1,0 \text{ t/mq}$

VERIFICA DI MASSIMA

Piano	Massa (t)
5	338.88
4	325.60
3	325.60
2	325.60
1	265.40

RISOLUZIONE TELAIO

Piano	Massa (t)
5	316.83
4	314.31
3	314.31
2	314.31
1	287.71

Differenze
6.9 %
3.5 %
3.5 %
3.5 %
8.4 %

CARICHI SULLE TRAVI

V IMPALCATO					SLU	Rara	Q. Perm
Campata	G_k	Q_k	ψ_0	ψ_2	$\gamma_g G_k + \gamma_q Q_k$	$G_k + \psi_0 Q_k$	$G_k + \psi_2 Q_k$
21-22, 22-23	15,60	3,10	0,70	0,20	26,49	17,77	16,22
23-24	13,80	4,40	0,70	0,20	25,92	16,88	14,68
24-25, 25-26, 26-27	18,70	6,00	0,70	0,20	35,18	22,90	19,90
14-15, 15-16	5,80	2,00	0,70	0,20	11,12	7,20	6,20
16-17	9,60	6,40	0,70	0,20	23,04	14,08	10,88
17-18, 18-19, 19-20	23,40	9,50	0,70	0,20	47,01	30,05	25,30
7-8, 8-9	5,80	2,00	0,70	0,20	11,12	7,20	6,20
9-10	10,80	2,00	0,70	0,20	18,12	12,20	11,20
10-11, 11-12, 12-13	18,30	5,80	0,70	0,20	34,32	22,36	19,46
4-5, 5-6	5,80	2,00	0,70	0,20	11,12	7,20	6,20
1-2, 2-3	7,70	1,60	0,70	0,20	13,18	8,82	8,02
21-14	19,40	6,30	0,70	0,20	36,61	23,81	20,66
14-7, 7-4, 4-1	15,50	5,30	0,70	0,20	29,65	19,21	16,56
22-15, 15-8	24,00	9,80	0,70	0,20	48,30	30,86	25,96
8-5, 5-2	24,90	10,20	0,70	0,20	50,16	32,04	26,94

CARICHI SULLE TRAVI

IMPALCATO TIPO					SLU	Rara	Q. Perm
Campata	G _k	Q _k	ψ ₀	ψ ₂	γ _g G _k +γ _q Q _k	G _k +ψ ₀ Q _k	G _k +ψ ₂ Q _k
21-22, 22-23	22,00	12,40	0,70	0,20	49,40	30,68	24,48
23-24	20,00	8,80	0,70	0,20	41,20	26,16	21,76
24-25, 25-26, 26-27	26,50	10,60	0,70	0,20	53,00	33,92	28,62
14-15, 15-16	27,70	10,60	0,70	0,20	54,68	35,12	29,82
16-17	6,60	2,00	0,70	0,20	12,24	8,00	7,00
17-18,18-19, 19-20	15,10	10,80	0,70	0,20	37,34	22,66	17,26
7-8, 8-9	27,90	9,50	0,70	0,20	53,31	34,55	29,80
9-10	6,60	2,00	0,70	0,20	12,24	8,00	7,00
10-11, 11-12, 12-13	11,50	2,00	0,70	0,20	19,10	12,90	11,90
4-5, 5-6	26,60	10,40	0,70	0,20	52,84	33,88	28,68
1-2, 2-3	26,00	10,40	0,70	0,20	52,00	33,28	28,08
21-14	6,60	2,00	0,70	0,20	12,24	8,00	7,00
14-7, 7-4, 4-1	12,70	1,00	0,70	0,20	19,28	13,40	12,90
22-15, 15-8	27,30	10,90	0,70	0,20	54,57	34,93	29,48
8-5, 5-2	21,40	4,70	0,70	0,20	37,01	24,69	22,34

CARICHI SULLE TRAVI

IMPALCATO I					SLU	Rara	Q. Perm
Campata	G_k	Q_k	ψ_0	ψ_2	$\gamma_g G_k + \gamma_q G_k$	$G_k + \psi_0 Q_k$	$G_k + \psi_2 Q_k$
21-22, 22-23	12,10	1,00	0,70	0,20	18,44	12,80	12,30
23-24	20,00	8,80	0,70	0,20	41,20	26,16	21,76
24-25, 25-26, 26-27	20,60	4,40	0,70	0,20	35,44	23,68	21,48
14-15, 15-16	21,20	4,40	0,70	0,20	36,28	24,28	22,08
16-17	6,60	2,00	0,70	0,20	12,24	8,00	7,00
17-18, 18-19, 19-20	15,10	10,80	0,70	0,20	37,34	22,66	17,26
7-8, 8-9	30,00	10,30	0,70	0,20	57,45	37,21	32,06
9-10	6,60	2,00	0,70	0,20	12,24	8,00	7,00
10-11, 11-12, 12-13	11,50	2,00	0,70	0,20	19,10	12,90	11,90
4-5, 5-6	20,10	4,20	0,70	0,20	34,44	23,04	20,94
1-2, 2-3	6,60	2,00	0,70	0,20	12,24	8,00	7,00
21-14	12,70	1,00	0,70	0,20	19,28	13,40	12,90
14-7, 7-4, 4-1	21,40	4,70	0,70	0,20	37,01	24,69	22,34
22-15, 15-8	22,00	4,70	0,70	0,20	37,85	25,29	22,94
8-5, 5-2	28,60	9,80	0,70	0,20	54,74	35,46	30,56

CARICHI SUI PILASTRI

Carichi verticali sui pilastri						
Pilastro 15 - I ORDINE			$\gamma_g G_k + \gamma_q G_k$	$G_k + \psi_0 Q_k$	$G_k + \psi_2 Q_k$	G_k
Solaio	4.25x4.2x1.2x1.1	23,56	235,62	144,51	121,93	90,32
Sbalzo	--	--	--	--	--	--
scala	--	--	--	--	--	--
trave (30x60)	4.25x1.1	4,68	27,49	19,64	19,64	19,64
trave (60x22)	4.2x1.1	4,62	10,35	7,39	7,39	7,39
tompagno	--	--	--	--	--	--
		TOT.	273,46	171,54	148,96	117,35

CARICHI SUI PILASTRI

Carichi verticali sui pilastri						
Pilastro 22 - I ORDINE			$\gamma_g G_k + \gamma_q G_k$	$G_k + \psi_0 Q_k$	$G_k + \psi_2 Q_k$	G_k
Solaio	4.25x2.3x1.2	11,73	117,30	68,82	58,06	43,01
Sbalzo	--	--	--	--	--	--
scala	--	--	--	--	--	--
trave (30x60)	4.05x1.2+2.15	7,01	41,22	29,44	29,44	29,44
trave (60x22)	--	--	--	--	--	--
tompagno	4.05x0.9x1.2	4,374	32,66	23,33	23,33	23,33
		TOT.	273,46	121,59	110,83	95,78

RISOLUZIONE DELLO SCHEMA
ATTRAVERSO UN MODELLO PIANO
DI TELAI PIANI
"TELSPA"

RISOLUZIONE DELLO SCHEMA CONDIZIONI DI CARICO

- 1) SOLO CARICHI VERTICALI
- 2) AZIONE DEL SISMA IN DIREZIONE X
- 3) AZIONE DEL SISMA IN DIREZIONE Y
- 4) COPPIA UNITARIA

RISOLUZIONE DELLO SCHEMA COMBINAZIONI DI CARICO

1) SOLO CARICHI VERTICALI

2) CARICHI VERTICALI RIDOTTI \pm SISMA X

3) CARICHI VERTICALI RIDOTTI \pm SISMA Y

4) CARICHI VERTICALI RIDOTTI \pm SISMA X $\pm e_x$

5) CARICHI VERTICALI RIDOTTI \pm SISMA Y $\pm e_y$

6) C.V. RIDOTTI \pm SISMA X $\pm 0.3(\text{SISMA Y})$

7) C.V. RIDOTTI \pm SISMA Y $\pm 0.3(\text{SISMA X})$

RISOLUZIONE DELLO SCHEMA

SOLI CARICHI VERTICALI

TRAVI TELAIIO 22-15-8-5-2

campata	piano	momento a sx (kNm)	momento a dx (kNm)	Taglio a sx (kN)	Taglio a dx (kN)
		--	--	--	--
22 - 15	5	-48,9	-71,38	98,62	-109,07
22 - 15	4	-74,81	-66,61	119,6	-115,78
22 - 15	3	-67,48	-72,05	116,63	-118,75
22 - 15	2	-63,6	-78,63	114,2	-121,19
22 - 15	1	-50,42	-89,91	108,51	-126,87

RISOLUZIONE DELLO SCHEMA

SOLI CARICHI VERTICALI

TRAVI TELAIIO 22-15-8-5-2

campata	piano	momento a sx (kNm)	momento a dx (kNm)	Taglio a sx (kN)	Taglio a dx (kN)
		--	--	--	--
15 - 8	5	-68,8	-66,35	99,61	-98,42
15 - 8	4	-73,7	-77,81	111,21	-113,22
15 - 8	3	-75,91	-76,47	112,08	-112,35
15 - 8	2	-76,28	-76,33	112,21	-112,23
15 - 8	1	-79,3	-74,56	113,37	-111,06

RISOLUZIONE DELLO SCHEMA

SOLI CARICHI VERTICALI

TRAVI TELAIIO 22-15-8-5-2

campata	piano	momento a sx (kNm)	momento a dx (kNm)	Taglio a sx (kN)	Taglio a dx (kN)
		--	--	--	--
8 - 5	5	-58,78	-55,99	93,55	-92,04
8 - 5	4	-67,15	-61,31	106,81	-103,65
8 - 5	3	-66,97	-62,32	106,49	-103,97
8 - 5	2	-66,82	-62,76	106,32	-104,13
8 - 5	1	-66,23	-64,64	105,66	-104,8

RISOLUZIONE DELLO SCHEMA

SOLI CARICHI VERTICALI

TRAVI TELAIIO 22-15-8-5-2

campata	piano	momento a sx (kNm)	momento a dx (kNm)	Taglio a sx (kN)	Taglio a dx (kN)
		--	--	--	--
5 - 2	5	-48,05	-36,47	93,51	-87,07
5 - 2	4	-41,01	-57,48	97,81	-106,96
5 - 2	3	-46,33	-51,38	100,98	-103,79
5 - 2	2	-52,83	-47,38	103,9	-100,87
5 - 2	1	-63,48	-36,28	109,94	-94,83

RISOLUZIONE DELLO SCHEMA

SOLI CARICHI VERTICALI

PILASTRI TELAIIO 22-15-8-5-2

pilastro	Sez.	momento sup.	momento inf.	Taglio	Sforzo norm.
22		(kNm)	(kNm)	(kN)	(kN)
piano		--	--	--	--
5	70x30	-48,90	41,11	-28,13	-179,53
	30x70	6,58	-6,54	4,10	-179,53
4	70x30	-33,70	34,15	-21,20	-445,75
	30x70	5,58	-6,01	3,62	-445,75
3	70x30	-33,33	32,33	-20,52	-711,98
	30x70	6,97	-7,79	4,61	-711,98
2	70x30	-31,27	31,67	-19,67	-978,20
	30x70	6,57	-6,10	3,96	-978,20
1	70x30	-18,75	9,49	-7,84	-1169,38
	30x70	1,34	-2,45	1,05	-1169,38

RISOLUZIONE DELLO SCHEMA

SOLI CARICHI VERTICALI

PILASTRI TELAIIO 22-15-8-5-2

pilastro	Sez.	momento sup.	momento inf.	Taglio	Sforzo norm.
15		(kNm)	(kNm)	(kN)	(kN)
piano		--	--	--	--
5	30x70	2,58	2,17	0,13	-233,77
	70x30	5,86	-4,32	3,18	-233,77
4	30x70	-4,91	3,30	-2,57	-497,41
	70x30	3,03	-3,51	2,04	-497,41
3	30x70	-0,56	0,86	-0,45	-761,05
	70x30	3,76	-3,60	2,30	-761,05
2	30x70	3,21	-5,10	2,60	-1024,69
	70x30	3,97	-4,72	2,72	-1024,69
1	30x70	5,50	-2,15	2,13	-1298,15
	70x30	2,95	-1,77	1,31	-1298,15

RISOLUZIONE DELLO SCHEMA

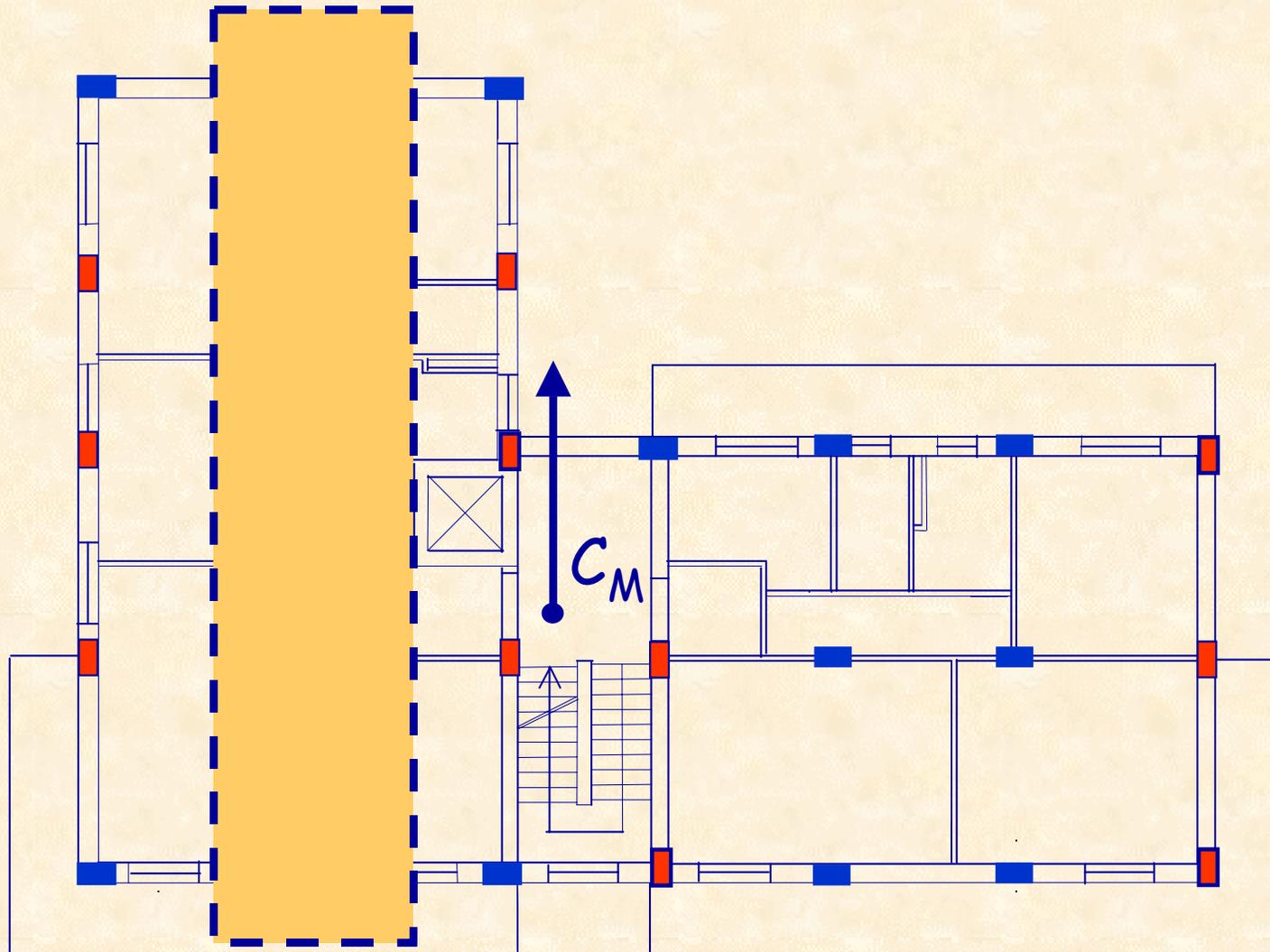
SOLI CARICHI VERTICALI

PILASTRI TELAIIO 22-15-8-5-2

pilastro	Sez.	momento sup.	momento inf.	Taglio	Sforzo norm.
8		(kNm)	(kNm)	(kN)	(kN)
piano		--	--	--	--
5	30x70	7,57	-6,00	4,24	-208,27
	70x30	6,41	-4,62	3,45	-208,27
4	30x70	4,66	-4,51	2,86	-443,39
	70x30	3,15	-3,67	2,13	-443,39
3	30x70	5,00	-4,23	2,88	-678,52
	70x30	3,91	-3,72	2,38	-678,52
2	30x70	5,28	-4,62	3,09	-913,64
	70x30	3,98	-4,60	2,68	-913,64
1	30x70	3,71	-1,25	1,38	-1148,77
	70x30	2,86	-1,69	1,26	-1148,77

RISOLUZIONE DELLO SCHEMA

AN. STATICA-SISMA DIR. Y-($q=5.85$)



RISOLUZIONE DELLO SCHEMA

AN. STATICA-SISMA DIR. Y-(q=5.85)

FORZE SISMICHE

VERIFICA DI MASSIMA

Piano	Forza statica (kN)
5	503.4
4	383.4
3	290.4
2	197.5
1	85.1

RISOLUZIONE TELAIIO

Piano	Forza statica (kN)
5	474.00
4	369.70
3	280.10
2	190.50
1	92.30

Differenze
6.2 %
3.7 %
3.7 %
3.7 %
8.4 %

RISOLUZIONE DELLO SCHEMA

AN. STATICA-SISMA DIR. Y-($q=5.85$)

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE NELLE TRAVI

campata	piano	momento a sx (kNm)	momento a dx (kNm)	Taglio a sx (kN)	Taglio a dx (kN)
		--	--	--	--
22 - 15	5	17,81	-21,59	-9,16	-9,16
22 - 15	4	44,57	-53,68	-22,85	-22,85
22 - 15	3	63,12	-76,75	-32,53	-32,53
22 - 15	2	77,65	-94,01	-39,92	-39,92
22 - 15	1	77,07	-97,52	-40,6	-40,6

RISOLUZIONE DELLO SCHEMA

AN. STATICA-SISMA DIR. Y-(q=5.85)

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE NELLE TRAVI

campata	piano	momento a sx (kNm)	momento a dx (kNm)	Taglio a sx (kN)	Taglio a dx (kN)
		--	--	--	--
15 - 8	5	28,11	-27,64	-13,6	-13,6
15 - 8	4	68,16	-67,09	-32,99	-32,99
15 - 8	3	96,18	-94,44	-46,49	-46,49
15 - 8	2	116,39	-114,44	-56,3	-56,3
15 - 8	1	122,29	-119,28	-58,92	-58,92

RISOLUZIONE DELLO SCHEMA

AN. STATICA-SISMA DIR. Y-(q=5.85)

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE NELLE TRAVI

campata	piano	momento a sx (kNm)	momento a dx (kNm)	Taglio a sx (kN)	Taglio a dx (kN)
		--	--	--	--
8 - 5	5	27,52	-28,03	-15,02	-15,02
8 - 5	4	-28,03	-69,48	-37,34	-37,34
8 - 5	3	-15,02	-99,85	-53,7	-53,7
8 - 5	2	-15,02	-122,35	-65,9	-65,9
8 - 5	1	68,69	-129,04	-69,38	-69,38

RISOLUZIONE DELLO SCHEMA

AN. STATICA-SISMA DIR. Y-(q=5.85)

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE NELLE TRAVI

campata	piano	momento a sx (kNm)	momento a dx (kNm)	Taglio a sx (kN)	Taglio a dx (kN)
		--	--	--	--
5 - 2	5	22,43	-17,97	-11,22	-11,22
5 - 2	4	56,97	-45,87	-28,57	-28,57
5 - 2	3	83,00	-66,13	-41,42	-41,42
5 - 2	2	102,94	-82,31	-51,46	-51,46
5 - 2	1	106,88	-81,53	-52,34	-52,34

RISOLUZIONE DEL TELAIIO E VERIFICA DI MASSIMA

TELAIO 7 - FILI 22-15-8-5-2

VERIFICA DI MASSIMA RISOLUZIONE TELAIIO

Piano	Momento trave (kN)
5	28.8
4	79.5
3	118.0
2	145.8
1	153.5

Piano	Momento trave (kNm)
5	-28,03
4	-69,48
3	-99,85
2	-122,35
1	-129,04

Differenze
2%
14%
18%
19%
19%

SOVRASTIMA DEL 20 %

RISOLUZIONE DELLO SCHEMA

AN. STATICA-SISMA DIR. Y-(q=5.85)

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE NEI PILASTRI

pilastro	Sez.	momento sup	momento inf.	Taglio	Sforzo norm
22		(kNm)	(kNm)	(kN)	(kN)
piano		--	--	--	--
5	70x30	17,81	-16,37	10,68	9,16
4	70x30	28,2	-26,43	17,07	32,01
3	70x30	36,69	-35,27	22,49	64,54
2	70x30	42,38	-43,2	26,74	104,46
1	70x30	33,87	-40,73	20,72	145,06

Pilastro posto di piatto → Valori bassi delle sollecitazioni

Pilastro di estremità → Sensibile ΔN

RISOLUZIONE DELLO SCHEMA

AN. STATICA-SISMA DIR. Y-(q=5.85)

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE NEI PILASTRI

pilastro	Sez.	momento sup	momento inf.	Taglio	Sforzo norm
15		(kNm)	(kNm)	(kN)	(kN)
piano		--	--	--	--
5	30x70	49,69	-36,28	26,87	4,43
4	30x70	85,56	-66,28	47,45	14,57
3	30x70	106,65	-93,12	62,43	28,54
2	30x70	117,28	-112,99	71,96	44,92
1	30x70	106,82	-182,97	80,5	63,24

Pilastro posto di coltello → Valori più alti delle sollecitazioni

Pilastro centrale → Bassi ΔN

RISOLUZIONE DELLO SCHEMA

AN. STATICA-SISMA DIR. Y-(q=5.85)

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE NEI PILASTRI

pilastro	Sez.	momento sup	momento inf.	Taglio	Sforzo norm
8		(kNm)	(kNm)	(kN)	(kN)
piano		--	--	--	--
5	30x70	55,16	-42,3	30,46	1,42
4	30x70	93,48	-75,56	52,83	5,78
3	30x70	117,72	-104,6	69,47	12,98
2	30x70	131,34	-129,23	81,43	22,58
1	30x70	117,73	-188,42	85,04	33,04

Pilastro posto di coltello → Valori più alti delle sollecitazioni

Pilastro centrale → Bassi ΔN

RISOLUZIONE DEL TELAIIO E VERIFICA DI MASSIMA

TELAIO 7 - PILASTRO 8

VERIFICA DI MASSIMA

RISOLUZIONE TELAIIO

Piano	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kNm)
5	35.9	57.6
4	65.3	101.3
3	84.1	134.6
2	98.1	157.1
1 testa	104.3	150.1
piede		262.8

Piano	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kNm)
5	30,46	-42,3
4	52,83	-75,56
3	69,47	-104,6
2	81,43	-129,23
1 testa	85,04	117,73
piede		-188,42

Differenze Sui mom.
36%
34%
29%
22%
27%
39%

SOVRASTIMA DEL 30 %

RISOLUZIONE DELLO SCHEMA:

AN. MODALE-SISMA DIR. Y-(q=5.85)

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE NELLE TRAVI

campata	piano	momento a sx (kNm)	momento a dx (kNm)	Taglio a sx (kN)	Taglio a dx (kN)
ANALISI MODALE					
8 - 5	5	23,75	24,18	12,96	12,96
8 - 5	4	59,07	59,76	32,12	32,12
8 - 5	3	86,12	86,99	46,79	46,79
8 - 5	2	107,3	108,06	58,2	58,2
8 - 5	1	113,1	114,3	61,46	61,46
ANALISI STATICA					
8 - 5	5	27,52	-28,03	-15,02	-15,02
8 - 5	4	-28,03	-69,48	-37,34	-37,34
8 - 5	3	-15,02	-99,85	-53,7	-53,7
8 - 5	2	-15,02	-122,35	-65,9	-65,9
8 - 5	1	68,69	-129,04	-69,38	-69,38

ANALISI STATICA E ANALISI MODALE

TELAIO 7 - FILI 22-15-8-5-2

ANALISI MODALE

Piano	Momento trave (kNm)
5	24,18
4	59,76
3	86,99
2	108,06
1	114,3

ANALISI STATICA

Piano	Momento trave (kNm)
5	-28,03
4	-69,48
3	-99,85
2	-122,35
1	-129,04

Differenze
16%
16%
15%
13%
13%

RIDUZIONE DEL 10-15 % con ANALISI MODALE

RISOLUZIONE DELLO SCHEMA:

AN. MODALE-SISMA DIR. Y-($q=5.85$)

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE NEI PILASTRI

pilastro	Sez.	momento sup	momento inf.	Taglio	Sforzo norm
8		(kNm)	(kNm)	(kN)	(kN)
piano		--	--	--	--
5	30x70	47,55	37,06	26,4	1,26
4	30x70	81,19	65,26	45,71	4,99
3	30x70	104,25	91,99	61,29	11,19
2	30x70	117,24	115,1	72,58	19,57
1	30x70	104,22	166,67	75,24	28,75

RISOLUZIONE DEL TELAIIO E VERIFICA DI MASSIMA

TELAIO 7 - PILASTRO 8

ANALISI MODALE

Piano	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kNm)
5	26,4	37,06
4	45,71	65,26
3	61,29	91,99
2	72,58	115,1
1 testa	75,24	104,22
piede		166,67

ANALISI STATICA

Piano	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kNm)
5	30,46	-42,3
4	52,83	-75,56
3	69,47	-104,6
2	81,43	-129,23
1 testa	85,04	117,73
piede		-188,42

Differenze Sui mom.
14%
16%
13%
12%
13%
13%

RIDUZIONE DEL 10-15 % con ANALISI MODALE

RISOLUZIONE DELLO SCHEMA AN. STATICA-ECCENTRICITA'

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE NELLE TRAVI
 $e_y = 0.05 L = 1.14 \text{ m}$

campata	piano	momento a sx (kNm)	momento a dx (kNm)	Taglio a sx (kN)	Taglio a dx (kN)
ANALISI STATICA					
8 - 5	5	27,52	-28,03	-15,02	-15,02
8 - 5	4	-28,03	-69,48	-37,34	-37,34
8 - 5	3	-15,02	-99,85	-53,7	-53,7
8 - 5	2	-15,02	-122,35	-65,9	-65,9
8 - 5	1	68,69	-129,04	-69,38	-69,38
EFFETTO DELL'ECCENTRICITA'					
8 - 5	5	-1,43	1,45	0,78	0,78
8 - 5	4	-3,61	3,66	1,96	1,96
8 - 5	3	-5,29	5,35	2,87	2,87
8 - 5	2	-6,57	6,61	3,57	3,57
8 - 5	1	-7,17	7,25	3,90	3,90

RISOLUZIONE DELLO SCHEMA AN. STATICA-ECCENTRICITA'

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE NELLE TRAVI

$$e_y = 0.05 L = 1.14 \text{ m}$$

FORZA CENTRATA

Piano	Momento trave (kNm)
5	-28,03
4	-69,48
3	-99,85
2	-122,35
1	-129,04

ECCENTRICITA' 0.05xL

Piano	Momento trave (kNm)
5	1,45
4	3,66
3	5,35
2	6,61
1	7,25

Incidenza
5.2 %
5.3 %
5.3 %
5.4 %
5.6 %

NOTA: non è un telaio di estremità (minore effetto)

RISOLUZIONE DELLO SCHEMA AN. MODALE-ECCENTRICITA'

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE NELLE TRAVI
 $e_y = 0.05 L = 1.14 \text{ m}$

campata	piano	momento a sx (kNm)	momento a dx (kNm)	Taglio a sx (kN)	Taglio a dx (kN)
ANALISI MODALE					
8 - 5	5	23,75	24,18	12,96	12,96
8 - 5	4	59,07	59,76	32,12	32,12
8 - 5	3	86,12	86,99	46,79	46,79
8 - 5	2	107,3	108,06	58,2	58,2
8 - 5	1	113,1	114,3	61,46	61,46
EFFETTO DELL'ECCENTRICITA'					
8 - 5	5	-1,43	1,45	0,78	0,78
8 - 5	4	-3,61	3,66	1,96	1,96
8 - 5	3	-5,29	5,35	2,87	2,87
8 - 5	2	-6,57	6,61	3,57	3,57
8 - 5	1	-7,17	7,25	3,90	3,90

RISOLUZIONE DELLO SCHEMA AN. MODALE-ECCENTRICITA'

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE NELLE TRAVI

$$e_y = 0.05 L = 1.14 \text{ m}$$

MASSA CENTRATA

Piano	Momento trave (kN)
5	24,18
4	59,76
3	86,99
2	108,06
1	114,3

ECCENTRICITA' 0.05xL

Piano	Momento trave (kNm)
5	1,45
4	3,66
3	5,35
2	6,61
1	7,25

Incidenza
6.0 %
6.1 %
6.2 %
6.1 %
6.3 %

NOTA: non è un telaio di estremità (minore effetto)

RISOLUZIONE DELLO SCHEMA

AN. STATICA-ECCENTRICITA'

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE NEI PILASTRI

$$e_y = 0.05 L = 1.14 \text{ m}$$

pilastro	Sez.	momento sup	momento inf.	Taglio	Sforzo norm
8		(kNm)	(kNm)	(kN)	(kN)
ANALISI STATICA					
5	30x70	55,16	-42,3	30,46	1,42
4	30x70	93,48	-75,56	52,83	5,78
3	30x70	117,72	-104,6	69,47	12,98
2	30x70	131,34	-129,23	81,43	22,58
1	30x70	117,73	-188,42	85,04	33,04
EFFETTO DELL'ECCENTRICITÀ					
5	30x70	-2,5	1,89	-1,37	-0,06
4	30x70	-4,4	3,5	-2,46	-0,26
3	30x70	-5,6	4,92	-3,28	-0,6
2	30x70	-6,3	6,03	-3,85	-1,06
1	30x70	-6,1	9,61	-4,37	-1,57

RISOLUZIONE DELLO SCHEMA AN. STATICA-ECCENTRICITA'

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE NEI PILASTRI

$$e_y = 0.05 L = 1.14 \text{ m}$$

FORZA CENTRATA

Piano	Momento pilastro 8 (kN)
5	-42,3
4	-75,56
3	-104,6
2	-129,23
1	-188,42

ECCENTRICITA' 0.05xL

Piano	Momento pilastro 8 (kN)
5	1,89
4	3,5
3	4,92
2	6,03
1	9,61

Incidenza
4.4 %
4.6 %
4.7 %
4.7 %
5.1 %

NOTA: non è un telaio di estremità (minore effetto)

RISOLUZIONE DELLO SCHEMA AN. MODALE-ECCENTRICITA'

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE NEI PILASTRI

$$e_y = 0.05 L = 1.14 \text{ m}$$

pilastro	Sez.	momento sup	momento inf.	Taglio	Sforzo norm
8		(kNm)	(kNm)	(kN)	(kN)
ANALISI MODALE					
5	30x70	47,55	37,06	26,4	1,26
4	30x70	81,19	65,26	45,71	4,99
3	30x70	104,25	91,99	61,29	11,19
2	30x70	117,24	115,1	72,58	19,57
1	30x70	104,22	166,67	75,24	28,75
EFFETTO DELL'ECCENTRICITÀ					
5	30x70	-2,5	1,89	-1,37	-0,06
4	30x70	-4,4	3,5	-2,46	-0,26
3	30x70	-5,6	4,92	-3,28	-0,6
2	30x70	-6,3	6,03	-3,85	-1,06
1	30x70	-6,1	9,61	-4,37	-1,57

RISOLUZIONE DELLO SCHEMA

AN. MODALE-ECCENTRICITA'

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE NEI PILASTRI

$$e_y = 0.05 L = 1.14 \text{ m}$$

MASSA CENTRATA

Piano	Momento pilastro 8 (kN)
5	37,06
4	65,26
3	91,99
2	115,1
1	166,67

ECCENTRICITA' 0.05xL

Piano	Momento pilastro 8 (kN)
5	1,89
4	3,5
3	4,92
2	6,03
1	9,61

Incidenza
5.1 %
5.4 %
5.3 %
5.2 %
5.8 %

NOTA: non è un telaio di estremità (minore effetto)

RISOLUZIONE DELLO SCHEMA

SISMA Y + 0.3 (SISMA X)

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE NEI PILASTRI

pilastro	Sez.	momento sup (kNm)	momento inf. (kNm)	Taglio (kN)	Sforzo norm (kN)
8					
ANALISI MODALE - SISMA Y					
5	30x70	47,55	37,06	26,4	1,26
4	30x70	81,19	65,26	45,71	4,99
3	30x70	104,25	91,99	61,29	11,19
2	30x70	117,24	115,1	72,58	19,57
1	30x70	104,22	166,67	75,24	28,75
ANALISI MODALE - 0.3 (SISMA X)					
5	30x70	6,05	4,83	3,39	0,17
4	30x70	10,03	8,31	5,72	0,65
3	30x70	12,52	11,12	7,37	1,39
2	30x70	14,26	13,76	8,75	2,36
1	30x70	13,40	21,07	9,57	3,46

PROGETTO A FLESSIONE DELLE TRAVI

Poiché la dimensione delle travi è stata fissata a priori bisogna verificare che il momento resistente del calcestruzzo sia sufficiente a sopportare i momenti flettenti

Successivamente si passerà a progettare la quantità di armatura da disporre nella zona tesa.

A titolo di esempio si riporta il progetto dell'armatura della sezione di destra della trave 8-5 a primo piano, quella maggiormente sollecitata a flessione all'interno del telaio considerato.

MOMENTI DI PROGETTO

Il momento da considerare nella verifica del calcestruzzo sarà il più grande in valore assoluto tra quelli relativi alle seguenti combinazioni di carico:

- Solo carichi verticali ($M_{cv,d}$)
- Carichi verticali \pm sisma ($M_{sis1,d}$, $M_{sis2,d}$)

I momenti di progetto delle armature saranno il più grande ed il più piccolo tra quelli relativi alle già citate combinazioni di carico.

- $M_{cv,d} = - 64.64$ kNm (Appoggio n.5)

MOMENTI DI PROGETTO

La sollecitazione sismica si ottiene combinando l'effetto del sisma in direzione Y con quello in direzione X mediante la regola SRSS:

$$M_{sis,d} = M_{cv}^{Red} + \sqrt{(M_{sis}^{Fy})^2 + (M_{sis}^{Fx})^2}$$

$$M_{sis2,d} = -36.09 + \sqrt{114.30^2 + 47.00^2} = -159.67 \text{ kNm}$$

$$M_{sis1,d} = -36.09 - \sqrt{114.30^2 + 47.00^2} = 87.49 \text{ kNm}$$

I momenti di progetto sono:

$M_{Sd} = 159.67 \text{ kNm}$ per la verifica della sezione

$M_{Sd} = 87.49 \text{ kNm}$ per il progetto dell'armatura inferiore

$M_{Sd} = 159.67 \text{ kNm}$ per il progetto dell'armatura superiore

MOMENTI DI PROGETTO (CD "B")

Nel caso in cui si fosse assunta una classe di duttilità basse le sollecitazioni di progetto sarebbero state:

$$M_{sis2,d} = -36.09 + 1.4 \times \sqrt{(114.30^2 + 47.00^2)} = -209.11 \text{ kNm}$$

$$M_{sis1,d} = -36.09 - 1.4 \times \sqrt{(114.30^2 + 47.00^2)} = 136.93 \text{ kNm}$$

I momenti di progetto sono

$M_{Sd} = 209.11 \text{ kNm}$ per la verifica della sezione

$M_{Sd} = 136.93 \text{ kNm}$ per il progetto dell'armatura inferiore

$M_{Sd} = 209.11 \text{ kNm}$ per il progetto dell'armatura superiore

MOMENTI DI PROGETTO: SISMA Y + 0.3 (SISMA X)

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE NELLE TRAVI

$(SISMA X)^2 + (SISMA Y)^2$

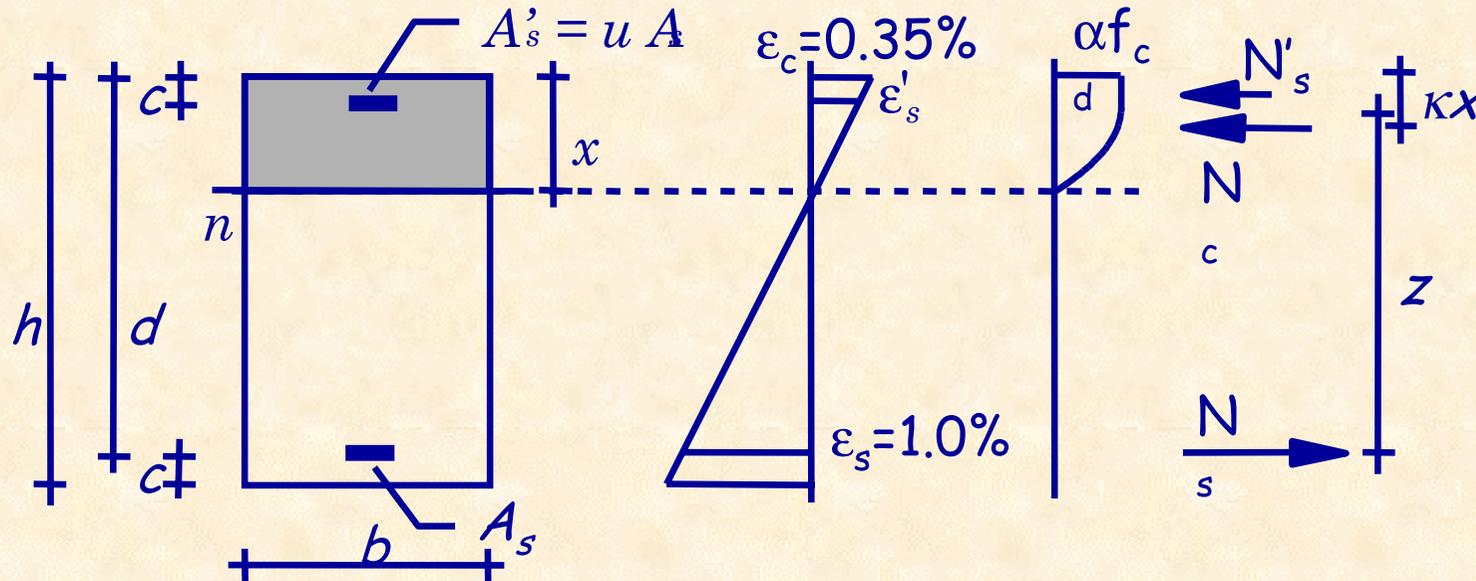
SISMA Y + 0.3 (SISMA X)

Piano	$M_{sis,y}$ (kNm)	$M_{sis,x}$ (kNm)	M_{sd} (kNm)
5	24,18	10,30	26,28
4	59,76	24,93	64,75
3	86,99	35,13	93,82
2	108,06	43,27	116,40
1	114,30	47,00	123,58

Piano	$M_{sis,y}$ (kNm)	$0.3 M_{sis,x}$ (kNm)	M_{sd} (kNm)	Differenza
5	24,18	3,09	27,27	3.8 %
4	59,76	7,48	67,24	3.8 %
3	86,99	10,54	97,53	4.0 %
2	108,06	12,98	121,04	4.0 %
1	114,30	14,10	128,40	3.9 %

NOTA: differenze trascurabili

VERIFICA DELLA SEZIONE



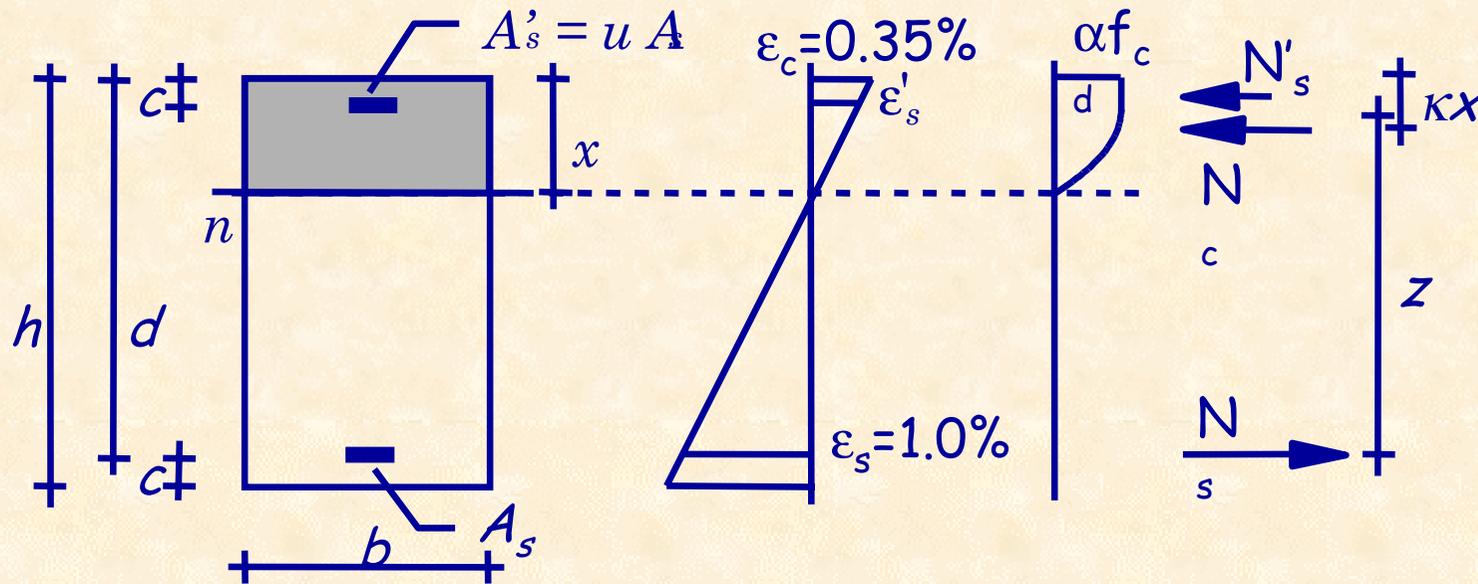
Equilibrio alla rotazione rispetto all'armatura tesa:

$$N_c = \beta \alpha f_{cd} b x \quad z = d - \kappa x \quad \beta \xi \alpha f_{cd} (1 - \kappa \xi) b d^2 = M$$

$$r = \frac{1}{\sqrt{\beta \xi \alpha f_{cd} (1 - \kappa \xi)}} = \frac{1}{\sqrt{0.810 \times 0.259 \times 11.02 \times (1 - 0.416 \times 0.259)}} = 0.022$$

$$M_{Rc} = \frac{d^2}{r^2} b = \frac{0.56^2}{0.0220^2} 30 = 194.38 \text{ kNm} > M_{Sd} = 159.67 \text{ kNm}$$

ARMATURA LONGITUDINALE DELLA TRAVE



Equilibrio alla rotazione rispetto alla risultante N_c

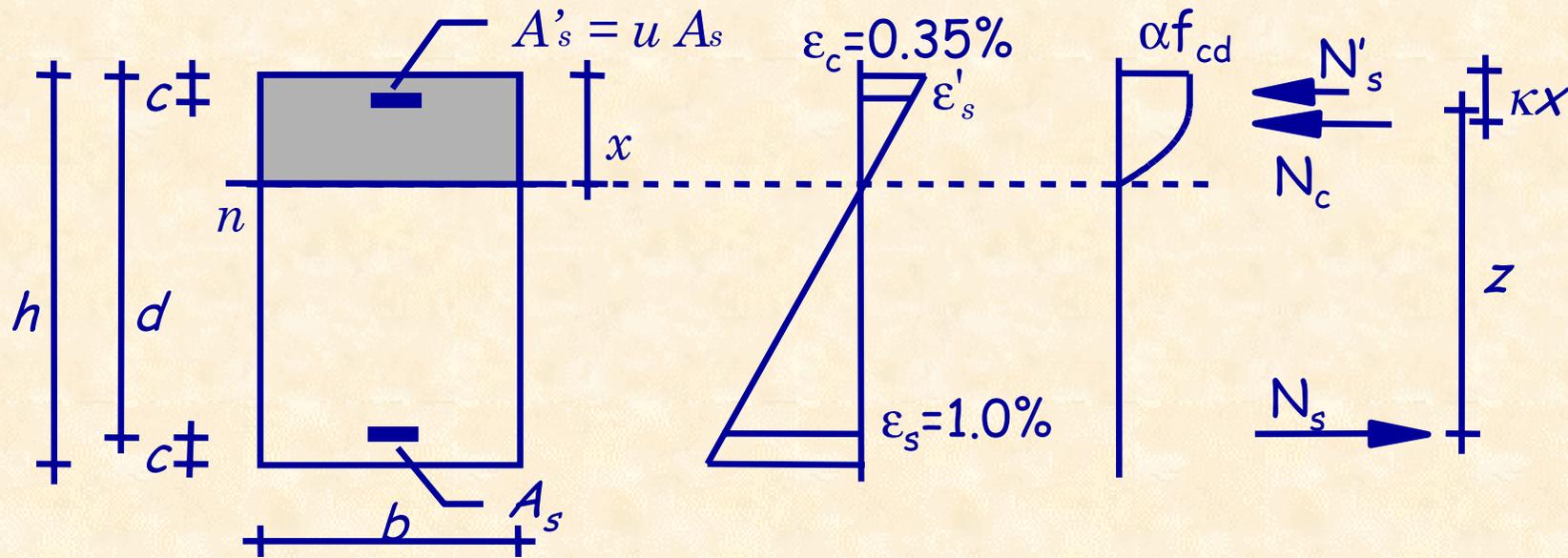
$$M = z f_{yd} A_s \cong 0.9 d f_{yd} A_s$$

Il momento di progetto per il calcolo dell'armatura inferiore vale:

$$M_{Sd} = 87.49 \text{ kNm}$$

$$A_{s,\text{inf}} = \frac{M_{Sd}}{0.9 \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{87.49 \times 10}{0.9 \cdot 0.56 \cdot 326.09} = 5.4 \text{ cm}^2$$

ARMATURA LONGITUDINALE DELLA TRAVE



Equilibrio alla rotazione rispetto risultante N_c

$$M = z f_{yd} A_s \cong 0.9 d f_{yd} A_s$$

Il momento di progetto per il calcolo dell'armatura superiore vale:

$$M_{Sd} = 187.78 \text{ kNm}$$

$$A_{s,\text{sup}} = \frac{M_{Sd}}{0.9 \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{159.67 \times 10}{0.9 \cdot 0.56 \cdot 326.09} = 9.7 \text{ cm}^2$$

MASSIMA E MINIMA PERCENTUALE DI ARMATURA (EC2)

4.4.2.2. Aree minime di armatura per fessurazione

(3) A meno che calcoli più rigorosi dimostrino la possibilità di adottare un'area minore, le aree di armatura minime richieste possono essere calcolate con la relazione:

$$A_s > k_c k f_{ct,eff} \frac{A_{ct}}{\sigma_s}$$

Per le travi: $A_s = 0.18\% b d = 3 \text{ cm}^2$

5.4.2.1.1. Massima e minima percentuale di armatura

$$\frac{0.6 b_t d}{f_{yk}} \geq 0.0015 b_t d \quad A_s \geq \frac{0.666}{f_{yk}} b_t d = 0.18 \% b_t d = 3.0 \text{ cm}^2$$

MASSIMA E MINIMA PERCENTUALE DI ARMATURA (O.P.C.M. 3274)

5.5.2.2. Aree minime di armatura longitudinale

$$\frac{1.4}{f_{yk}} < \rho < \frac{7}{f_{yk}} \quad \rho = \frac{A_s}{b_t h}$$

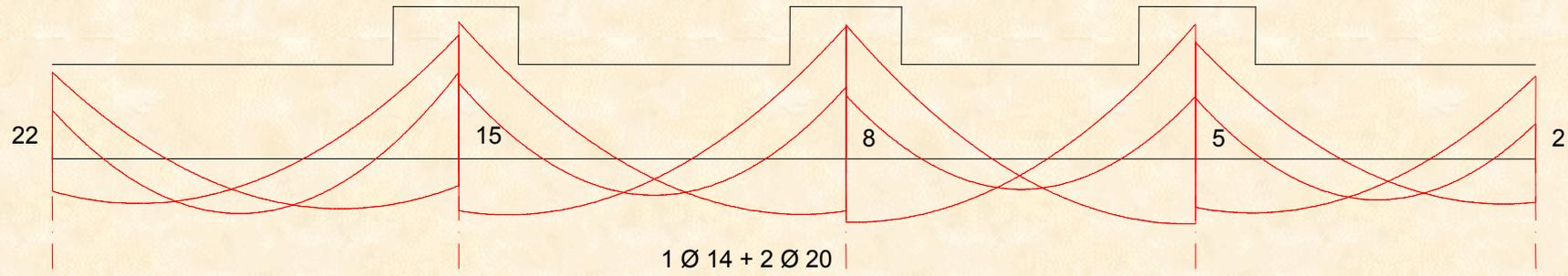
$$A_s \geq \frac{1.4}{f_{yk}} b_t h = 0.37 \% b_t h = 6.7 \text{ cm}^2$$

Bisognerà disporre una quantità di armatura superiore ai minimi di normativa ed al valore calcolato. Quindi:

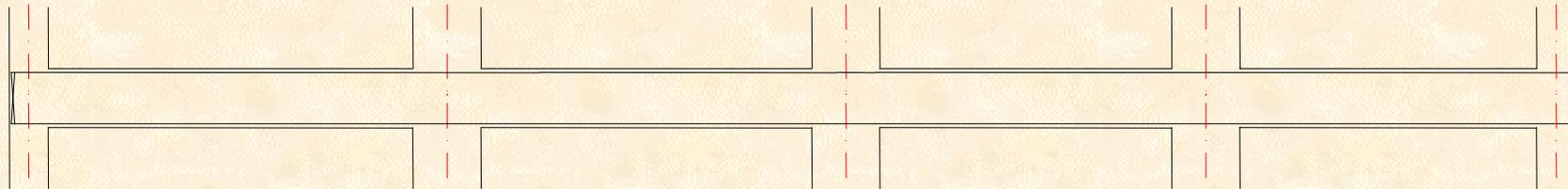
$$A_{s,\text{inf}} > 6.7 \text{ cm}^2 \quad \text{uso } 2 \phi 20 + 1 \phi 14 \text{ con } A_s = 7.8 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\text{sup}} > 9.7 \text{ cm}^2 \quad \text{uso } 3 \phi 20 + 1 \phi 14 \text{ con } A_s = 11.0 \text{ cm}^2$$

IPOTESI DI CARPENTERIA DELLA TRAVE

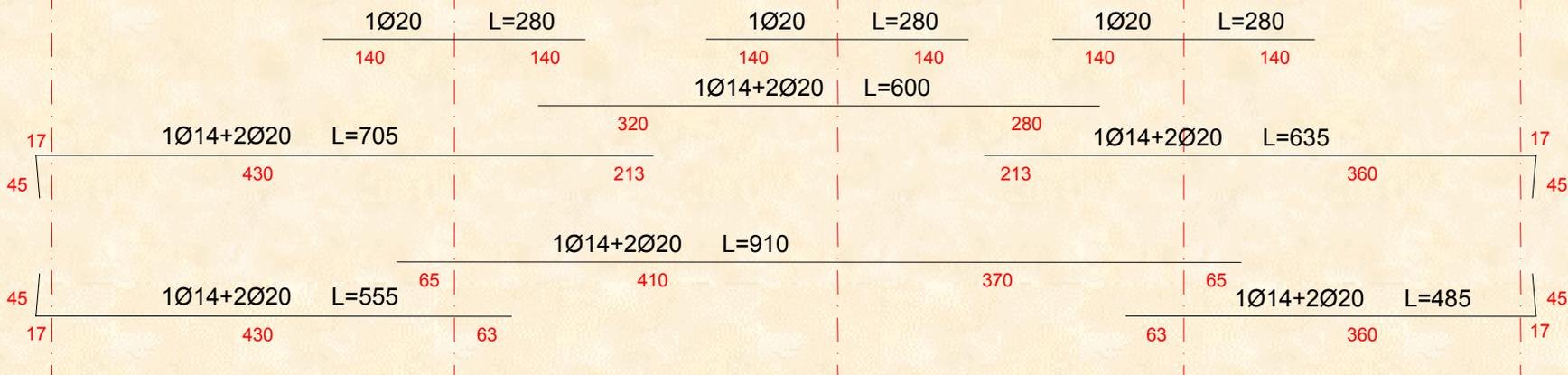


SEZIONE LONGITUDINALE



430 410 370 360

DISTINTA DELLE ARMATURE



FINE

Per questa presentazione:

coordinamento

realizzazione

aggiornamento

ultimo

20/03/2004