

Progetto di strutture in cemento armato

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

Caltagirone, 4 maggio 2004

Marco Muratore

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 di tipo C e zona 2.

CARATTERISTICHE DEL CLS

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

R_{ck} Resistenza cubica a compressione (caratteristica)

f_{ck} Resistenza cilindrica a compressione (caratteristica)

Resistenza di calcolo a compressione:

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

$$\gamma_c = 1.6$$

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

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

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

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

f_{yk} Tensione di snervamento (valore caratteristico)

f_{yd} Resistenza di calcolo dell'acciaio

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad \gamma_s = 1.15$$

Modulo elastico: $E_s = 206000 \text{ MPa}$

Deformazione al limite elastico $\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s}$

Per un acciaio FeB 38 k

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

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

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

AZIONI AGENTI

Valori caratteristici	Valori di calcolo	
G_k	$G_d = \gamma_g G_k$	azioni permanenti
Q_{ik}	$Q_{ik} = \gamma_q G_k$	$i=1,\dots,n$ azioni variabili

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

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

AZIONI AGENTI

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

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

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

Combinazioni per la verifica allo Stato Limite di Danno

Carichi verticali \pm sisma $q_d = G_k + \sum \Psi_{oi} Q_{ik} \pm \gamma_I E$

Ψ_{oi} coefficienti di combinazione rara

Coefficienti di combinazione

	Ψ_{oi}	Ψ_{2i}
Abitazioni ed uffici	0.70	0.20
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:

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

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

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

nelle verifiche allo Stato Limite Ultimo

nelle verifiche allo Stato Limite di Danno

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

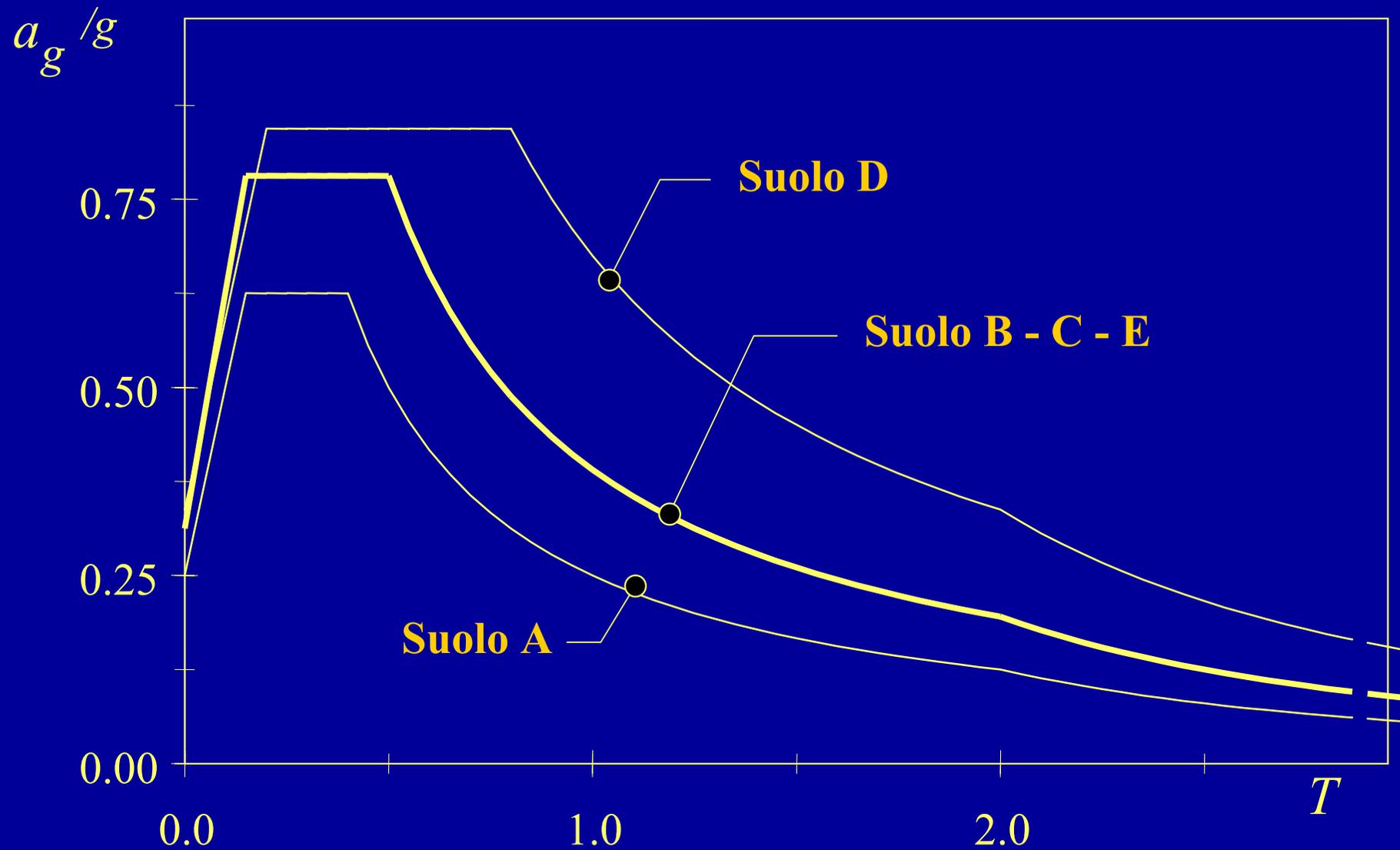
CARICHI UNITARI (Caratteristici)

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 v'è determinato in funzione della tipologia strutturale, dalle caratteristiche di regolarità dell'edificio e della classe di duttilità.

$$q = q_0 K_D K_R$$

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

Calcolo di q per verifiche SLU

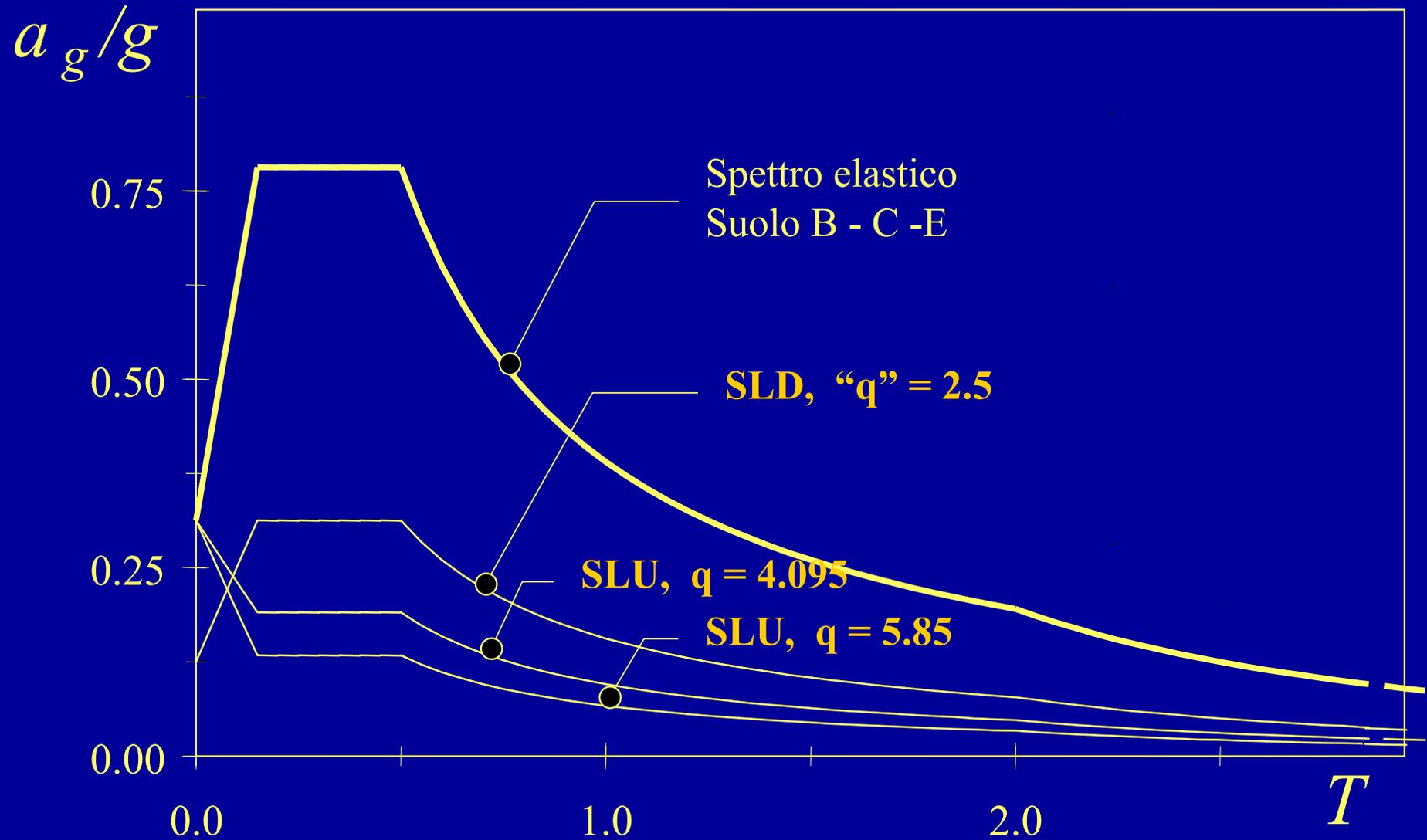
$$CD "A" \quad q = q_0 K_D K_R = 4.5 \times 1.3 \times 1.0 \times 1.0 = 5.85$$

$$CD "B" \quad q = q_0 K_D K_R = 4.5 \times 1.3 \times 0.7 \times 1.0 = 4.095$$

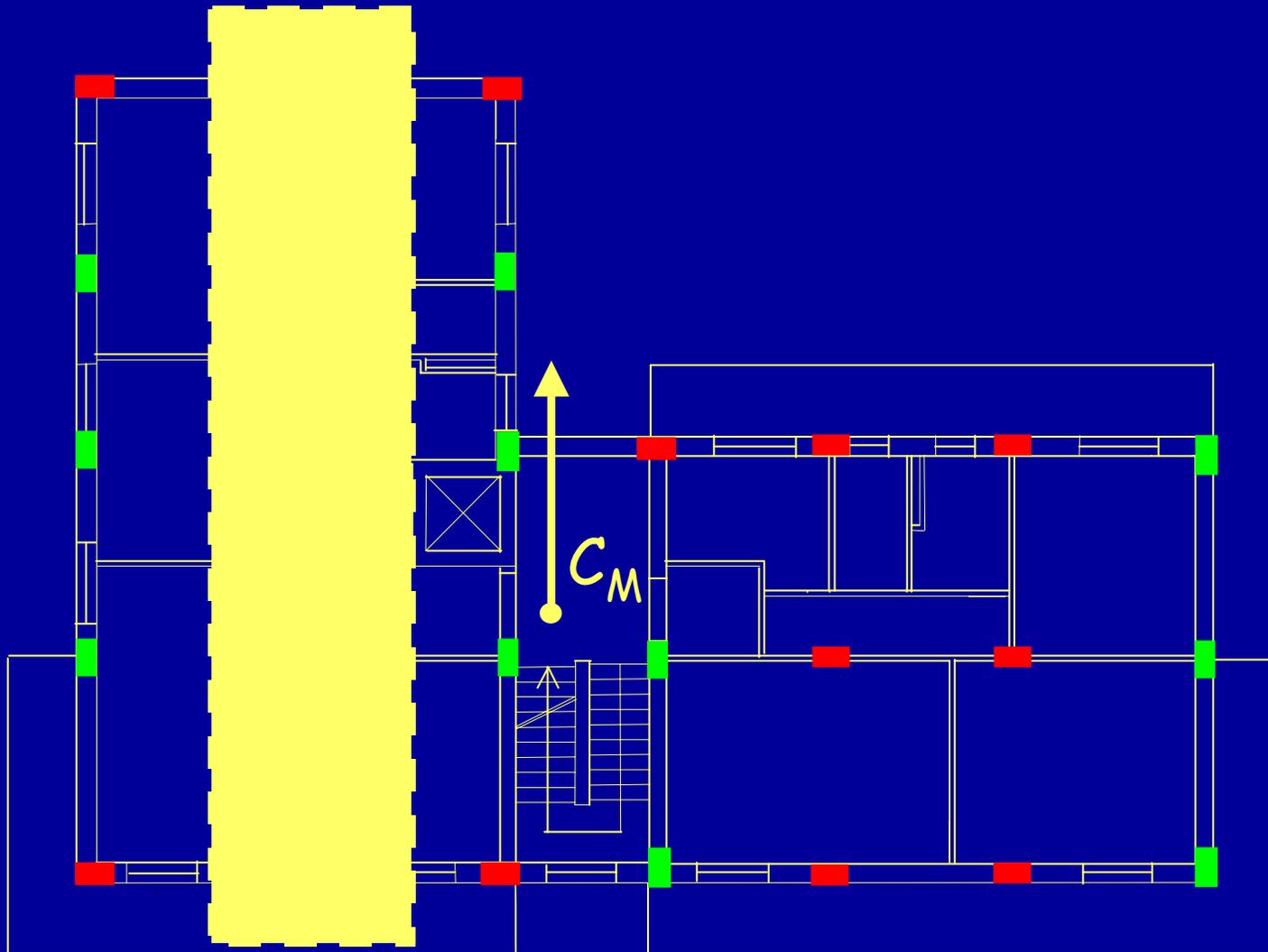
Calcolo di "q" per verifiche SLD

$$q = 2.5$$

SPETTRI DI PROGETTO



DATI DELLE MASSE



DATI DELLE MASSE

Massime dimensioni dell'impalcato

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

V impalcato

Re tt.	lato x	lato y	Area	XmRe tt.	YmRe tt.	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

DATI DELLE MASSE

IV, III e II impalcato

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	-38,37	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

MASSE E FORZE SLD

		Torrino		V Imp.	
Tino 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	--	--	13,30	61,18
F_6	164,69	12,00	55,20	19,10	122,24
I Scala		--	--	--	--
Totale	2917,62	--	--	--	--
X_{GM}	10,20	24,00	84,00	121,00	423,50
Y_{GM}	5,89	3,00	4,80	50,00	80,00
h_5	16,40	13,50	81,00	52,20	313,20
$m_5 h_5$	47848,97	--	--	31,20	93,60
γ_5	0,2940	--	--	--	--
F_5	1015,26	--	--	13,50	183,60
Pilastri 30 x 40 torrino		3,00	23,40	7,80	23,40

MASSE E FORZE SLD

IV Imp.			Impalcato tipo		I Imp.		
Totale	3222,52						
X_{GM}	10,35	co	Q.ta	Massa	Q.ta	Massa	
Y_{GM}	5,64	tipo	239,20	1124,24	239,20	1124,24	
h_4	13,20	ira	--	--	--	--	
$m_4 h_4$	42537,26	ala	--	--	--	--	
γ_4	0,2613)	60,30	337,68	--	--	
F_4	902,55	a	--	--	--	--	
III Imp.							
Totale	3222,52						
X_{GM}	10,35						
Y_{GM}	5,64						
h_3	10,00		24,00	153,60	24,00	153,60	
$m_3 h_3$	32225,20		121,00	508,20	121,00	508,20	
γ_3	0,1980		--	--	--	--	
F_3	683,75		50,00	80,00	50,00	80,00	
II Imp.			I Imp.				
Totale	3222,52		Totale	2913,19	464,40	77,40	464,40
X_{GM}	10,35		X_{GM}	9,75	187,20	62,40	187,20
Y_{GM}	5,64		Y_{GM}	6,33	--	13,50	211,95
h_2	6,80	p. t.	h_1	3,60	367,20	13,50	183,60
$m_2 h_2$	21913,14	altri pi	$m_1 h_1$	10487,48	--	239,20	--
γ_2	0,1346	torrino	γ_1	0,0644			
F_2	464,95		F_1	222,52			

MASSE E FORZE SLD

$F_b =$	3453,73	kN
$\lambda =$	0,85	
$q =$	1,000	
$a_g/g =$	0,1	
$S_a =$	0,256	
$T_1 =$	0,61	
$M_{tot} =$	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
I 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

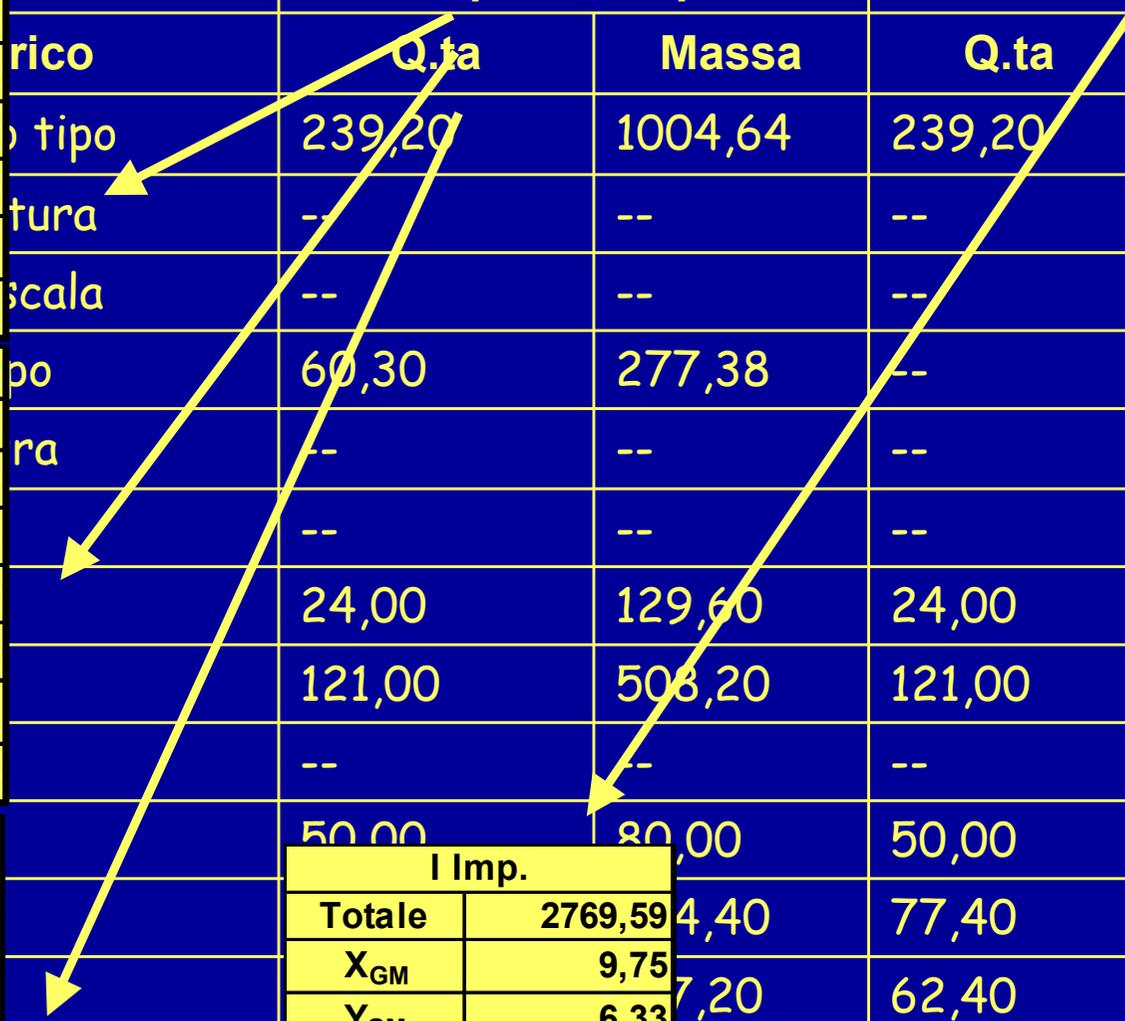
IV Imp.	
Totale	3018,62
X _{GM}	10,35
Y _{GM}	5,64
h ₄	13,20
m ₄ h ₄	39845,78
γ ₄	0,2642
F ₄	519,37

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

	Impalcato tipo		I Imp.	
	Q.ta	Massa	Q.ta	Massa
torrino	239,20	1004,64	239,20	1004,64
altri piani	--	--	--	--
torrino	60,30	277,38	--	--
altri piani	--	--	--	--
torrino	24,00	129,60	24,00	129,60
altri piani	121,00	508,20	121,00	508,20
torrino	--	--	--	--
altri piani	50,00	80,00	50,00	80,00
torrino	4,40	77,40	4,40	77,40
altri piani	7,20	62,40	7,20	62,40
torrino	13,50	211,95	13,50	211,95
altri piani	7,20	187,20	7,20	187,20
torrino	--	--	--	--
altri piani	--	--	--	--

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



MASSE E FORZE SLU

$F_b =$	1404	kN
$\lambda =$	0,85	
$q =$	5,85	
$a_g/g =$	0,25	
$S_a =$	0,639	
$T_1 =$	0,61	
$M_{tot} =$	10585	kNm

DATI DELLE MASSE: CALCOLO ESATTO E VERIFICA DI MASSIMA

Verifica di massima

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

VERIFICA DI MASSIMA

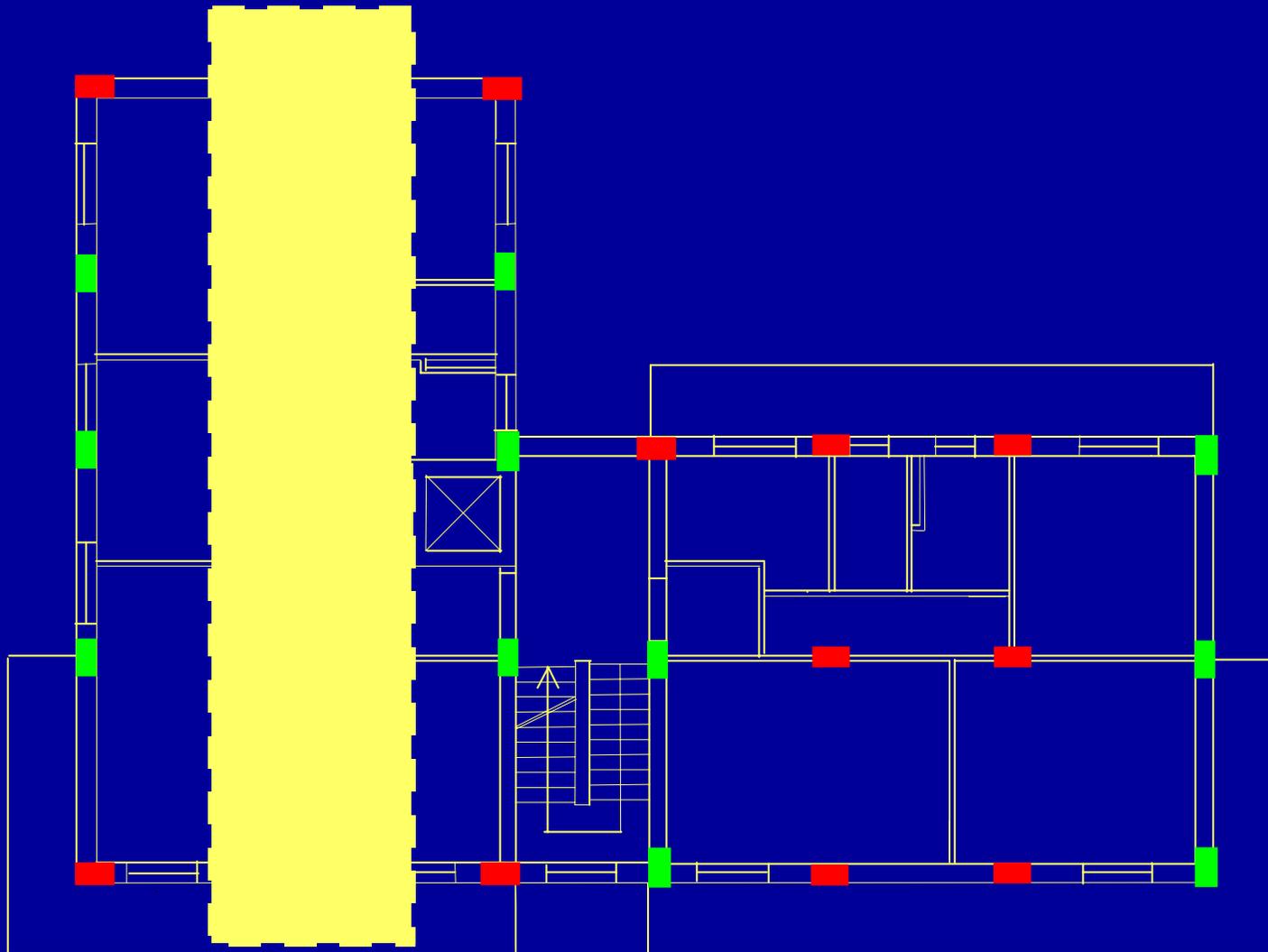
CALCOLO RIGOROSO

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

Piano	Massa (t)
5	305,25
4	307,71
3	307,71
2	307,71
1	282.32

Differenze
11.0 %
5.8 %
5.8 %
5.8 %
6.4 %

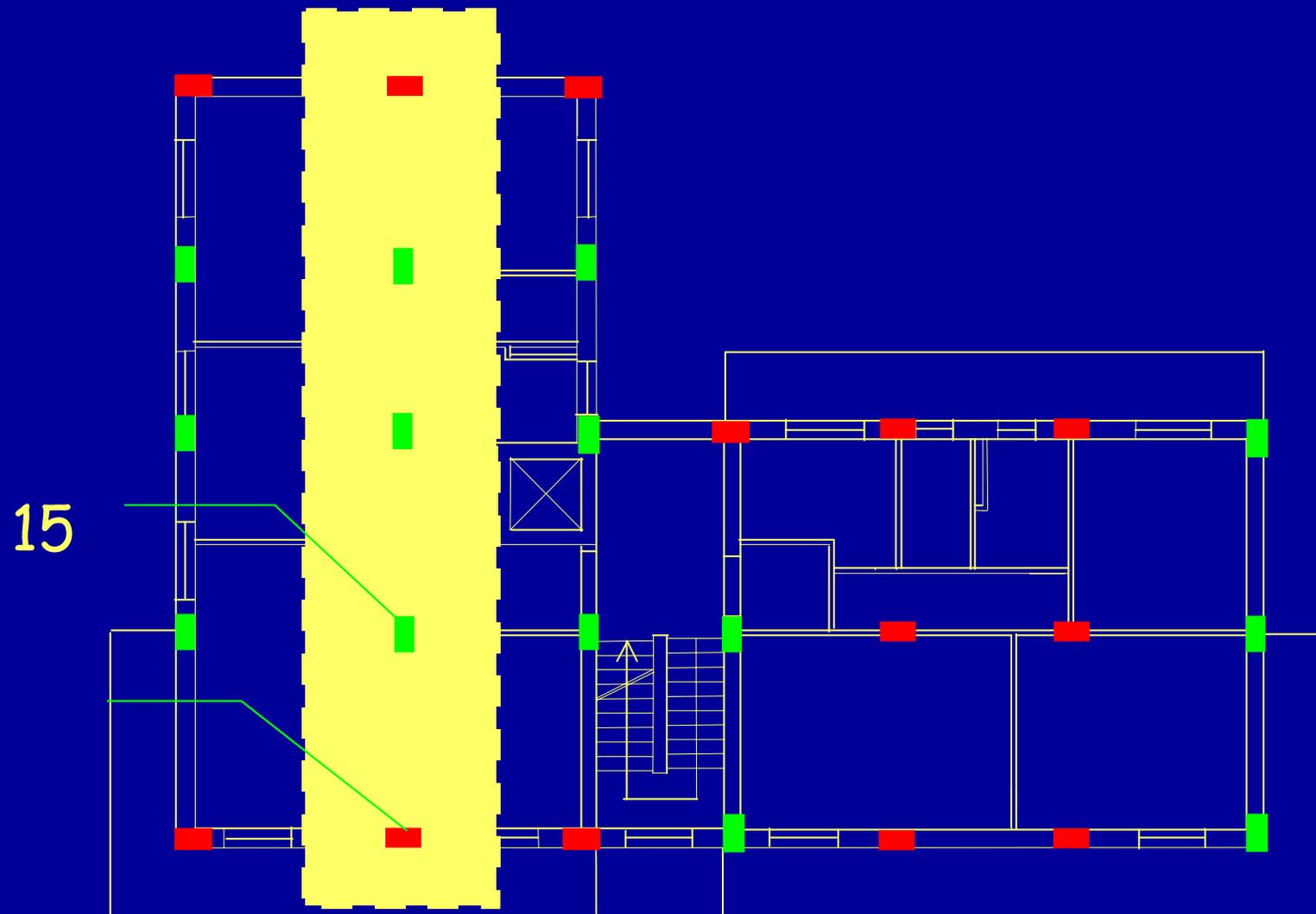
CARICHI SULLE TRAVI



CARICHI SULLE TRAVI

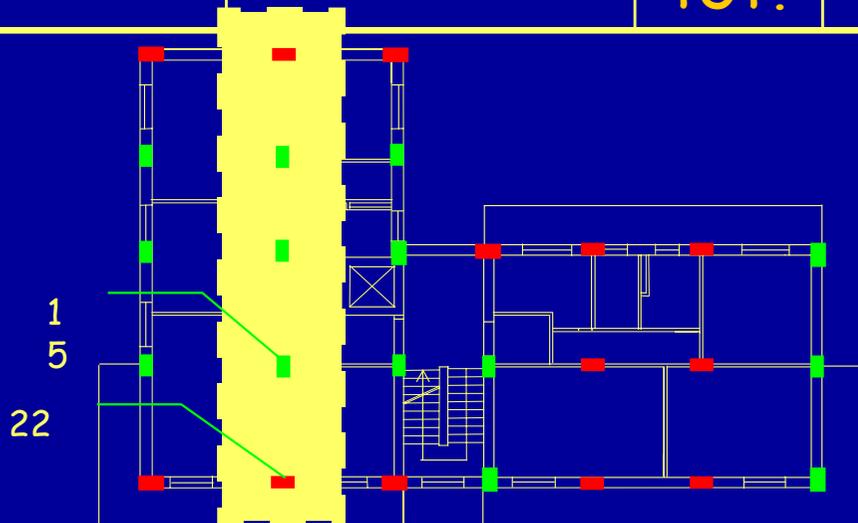
IMPALCATO TIPO					SLU	Rara	Q. Perm
Campata	G _k	Q _k	ψ ₀	ψ ₂	γ _g G _k +γ _q Q _k	G _k +ψ ₀ Q _k	G _k +ψ ₂ Q _k
21-22, 22-23	22,00	12,40	0,70	0,20	49,40	30,68	24,48
23-24	20,00	8,80	0,70	0,20	41,20	26,16	21,76
24-25, 25-26, 26-27	26,50	10,60	0,70	0,20	53,00	33,92	28,62
14-15, 15-16	27,70	10,60	0,70	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 SUI PILASTRI



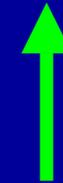
CARICHI SUI PILASTRI

Carichi verticali sui pilastri						
Pilastro 15 - I ORDINE			$\gamma_g G_k + \gamma_g G_k$	$G_k + \psi_0 Q_k$	$G_k + \psi_2 Q_k$	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



Scarico:

$$148.96 \times 1.05 = 156.41$$



CARICHI SUI PILASTRI: CALCOLO E VERIFICA DI MASSIMA

Verifica di massima

140,0 x 1,10 kN (per piano)

VERIFICA DI MASSIMA CALCOLO PER AREE D'INFL.

Piano	Sforzo normale (kN)
5	154.0
4	-
3	-
2	-
1	770.0

Piano	Sforzo normale (kN)
5	156.41
4	312.82
3	469.23
2	625.64
1	782.05

Differenze
1.6 %

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

RISOLUZIONE DELLO SCHEMA: CONDIZIONI DI CARICO

- 1) SOLO CARICHI VERTICALI (G_d+Q_d)
- 2) CARICHI VERTICALI CON SISMA ($G_k+\Psi_2Q_k$; $G_k+\Psi_0Q_k$)
- 3) AZIONE DEL SISMA IN DIREZIONE X
- 4) AZIONE DEL SISMA IN DIREZIONE Y
- 5) ECCENTRICITA' (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 $\pm [\text{SISMA X}^2 + \text{SISMA Y}^2]^{0.5}$

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

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

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 TELAI0 22-15-8-5-2

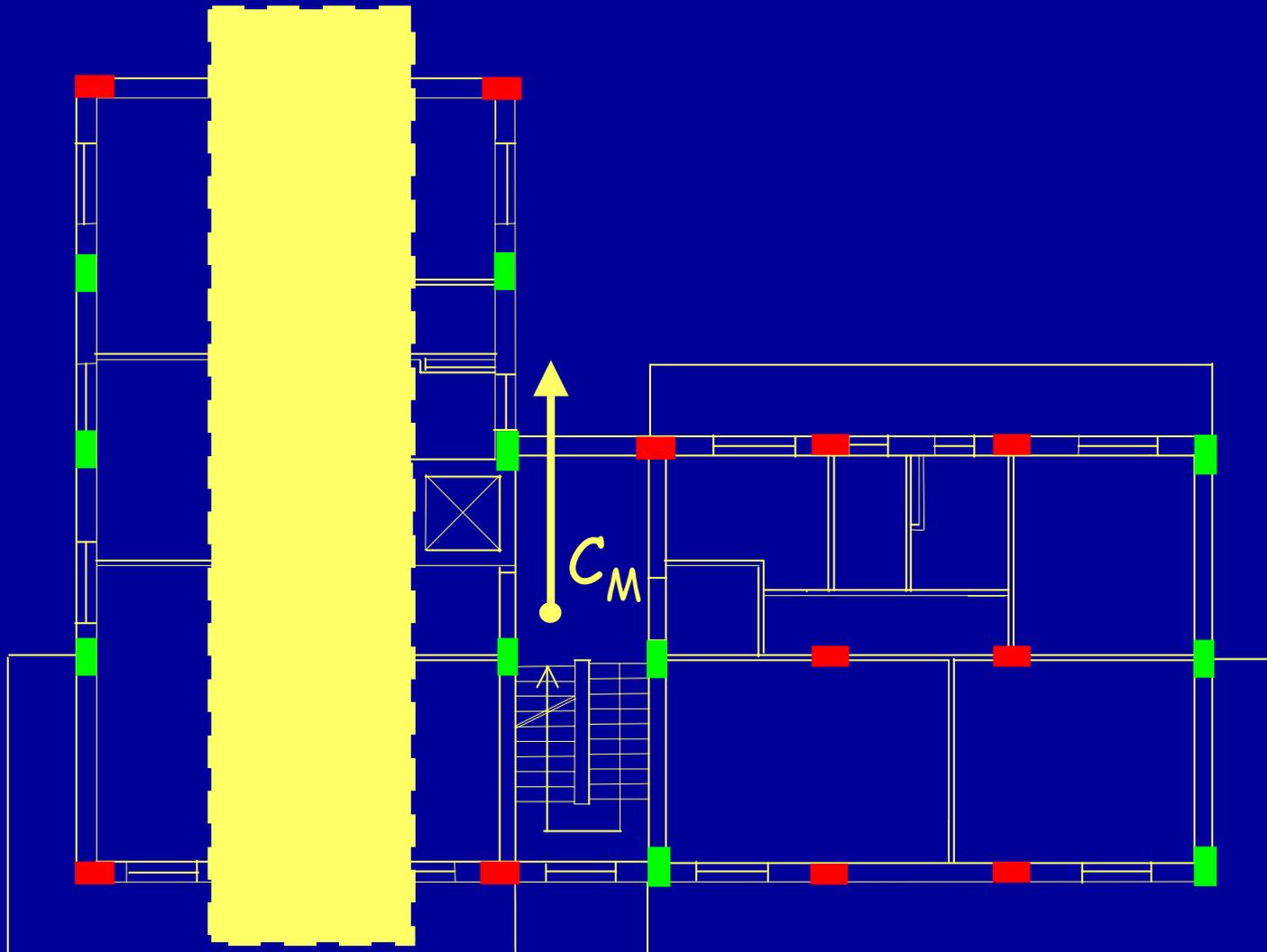
pilastro	Sez.	momento sup.	momento inf.	Taglio	Sforzo norm.
15		(kNm)	(kNm)	(kN)	(kN)
piano		--	--	--	--
5	30x70	2,58	2,17	0,13	-233,77
	70x30	5,86	-4,32	3,18	-233,77
4	30x70	-4,91	3,30	-2,57	-497,41
	70x30	3,03	-3,51	2,04	-497,41
3	30x70	-0,56	0,86	-0,45	-761,05
	70x30	3,76	-3,60	2,30	-761,05
2	30x70	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 TELAI

Piano	Forza statica (kN)	Differenze
5	474.00	6.2 %
4	369.70	3.7 %
3	280.10	3.7 %
2	190.50	3.7 %
1	92.30	8.4 %

RISOLUZIONE DELLO SCHEMA: AN. STATICA-SISMA DIR. Y-(q=5.85)

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE NELLE TRAVI

campata	piano	momento a		Taglio a	
		sx (kNm)	dx (kNm)	sx (kN)	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		Taglio a	
		sx (kNm)	dx (kNm)	sx (kN)	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

CONFRONTO: RISOLUZIONE DEL TELAIO E VERIFICA DI MASSIMA

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

VERIFICA DI MASSIMA

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

RISOLUZIONE TELAIO

Piano	Momento trave (kNm)	Differenze
5	-28,03	2%
4	-69,48	14%
3	-99,85	18%
2	-122,35	19%
1	-129,04	19%

SOVRASTIMA DEL 20 % (Contributo elementi deboli)

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
		(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

CONFRONTO: RISOLUZIONE DEL TELAIO E VERIFICA DI MASSIMA

TELAIO 7 - PILASTRO 8

VERIFICA DI MASSIMA

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

RISOLUZIONE TELAIO

Piano	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kNm)	Differenze Sui mom.
5	30,46	-42,3	36%
4	52,83	-75,56	34%
3	69,47	-104,6	29%
2	81,43	-129,23	22%
1 testa	85,04	117,73	27%
piede		-188,42	39%

SOVRASTIMA DEL 30 % (Contributo elementi deboli)

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

CONFRONTO: 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

CONFRONTO: RISOLUZIONE DEL TELAIO 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)	Differenze Sui mom.
5	30,46	-42,3	14%
4	52,83	-75,56	16%
3	69,47	-104,6	13%
2	81,43	-129,23	12%
1 testa	85,04	117,73	13%
piede		-188,42	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	momento a	Taglio a	Taglio a
		sx (kNm)	dx (kNm)	sx (kN)	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	momento a	Taglio a	Taglio a
		sx (kNm)	dx (kNm)	sx (kN)	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 (kNm)
5	-42,3
4	-75,56
3	-104,6
2	-129,23
1	-188,42

ECCENTRICITA' 0.05xL

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

ECCENTRICITA' 0.05xL

Piano	Momento pilastro 8 (kNm)
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)

COMBINAZIONE DELLE SOLLECITAZIONI: SISMA Y + 0.3 (SISMA X)

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE NEI PILASTRI

pilastro	Sez.	momento sup	momento inf.	Taglio	Sforzo norm
8		(kNm)	(kNm)	(kN)	(kN)
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:

$$M_{sis1,d} = -36.09 + \frac{1.0}{0.7} \times \sqrt{(114.30^2 + 47.00^2)} = 140.46 \text{ kNm}$$

$$M_{sis2,d} = -36.09 - \frac{1.0}{0.7} \times \sqrt{(114.30^2 + 47.00^2)} = -212.64 \text{ kNm}$$

I momenti di progetto sono

$M_{Sd} = 212.64 \text{ kNm}$ per la verifica della sezione

$M_{Sd} = 140.46 \text{ kNm}$ per il progetto dell'armatura inferiore

$M_{Sd} = 212.64 \text{ kNm}$ per il progetto dell'armatura superiore

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

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE NELLE TRAVI

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

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

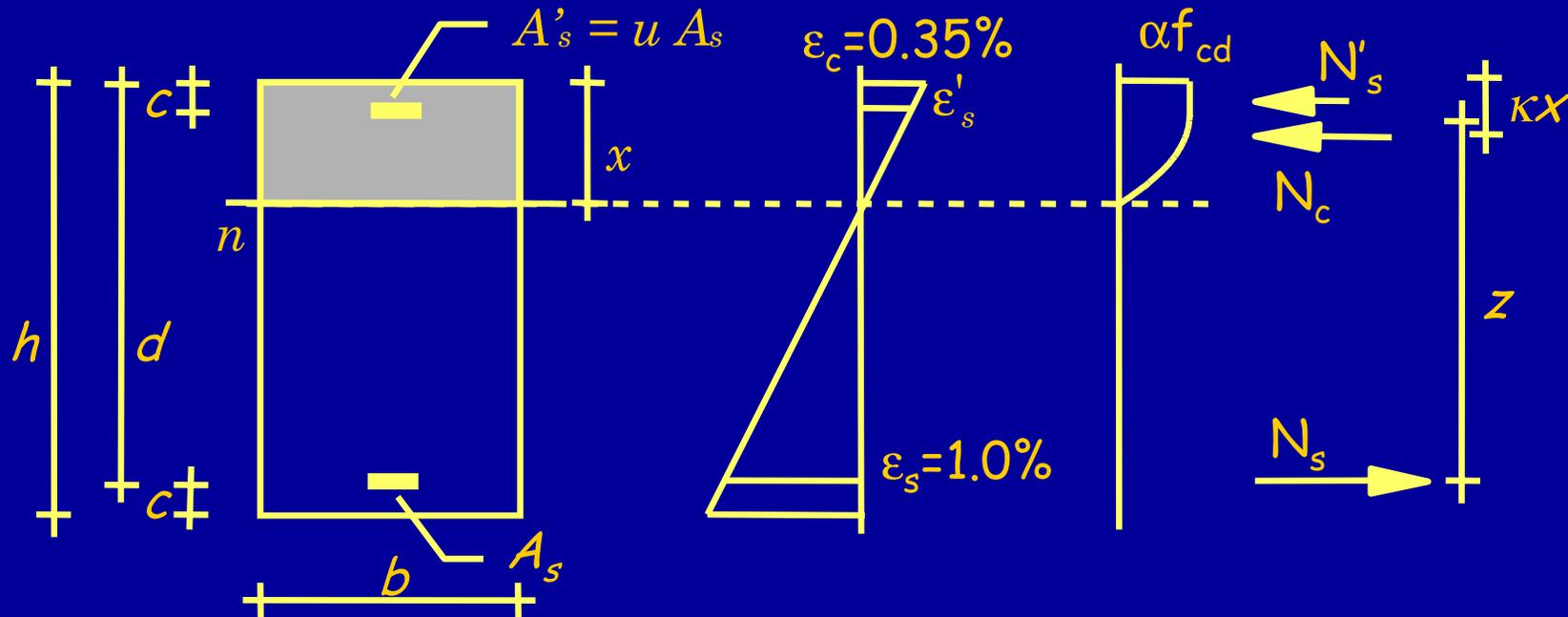
SISMA Y + 0.3 (SISMA X)

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

Differenza
3.8 %
3.8 %
4.0 %
4.0 %
3.9 %

NOTA: differenze trascurabili

VERIFICA DELLA SEZIONE



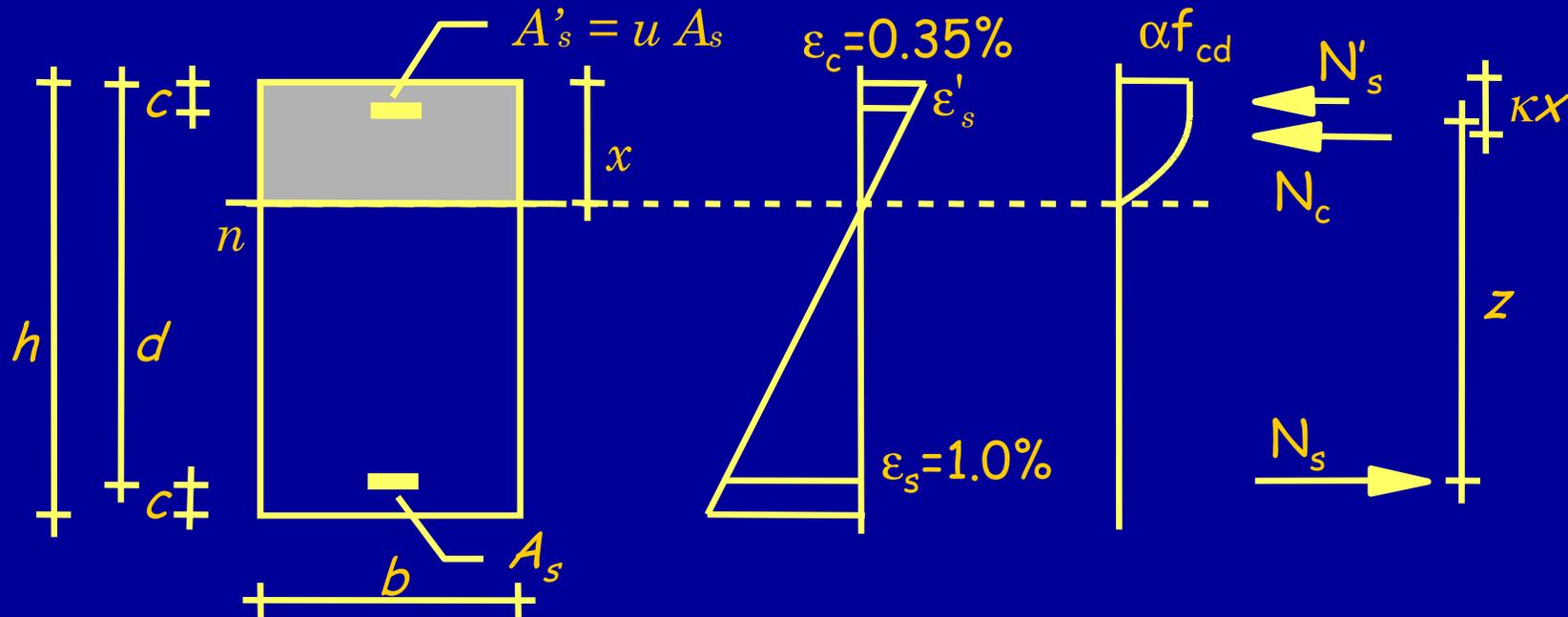
Equilibrio alla rotazione rispetto all'armatura tesa:

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

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

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

ARMATURA LONGITUDINALE DELLA TRAVE



Equilibrio alla rotazione rispetto alla risultante N_c

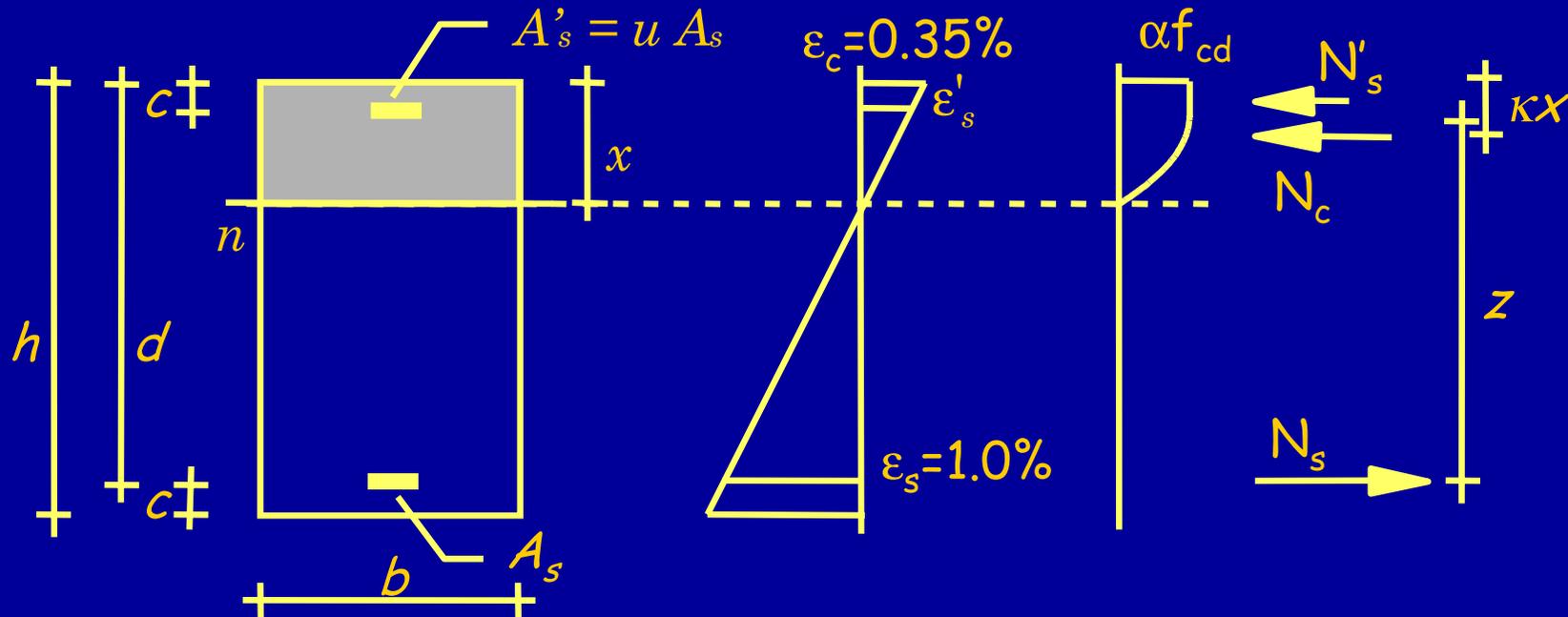
$$M = z f_{yd} A_s \cong 0.9 d f_{yd} A_s$$

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:

$$M_{Sd} = 159.67 \text{ kNm}$$

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

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

$$\left. \begin{array}{l} \frac{0.6 b_t d}{f_{yk}} \geq 0.0015 b_t d \\ f_{yk} = 375 \text{ MPa} \end{array} \right\} A_s \geq \frac{0.666}{f_{yk}} b_t d = 0.18\% b_t d = 3.0 \text{ cm}^2$$

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

5.5.2.2. Aree minime di armatura longitudinale

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

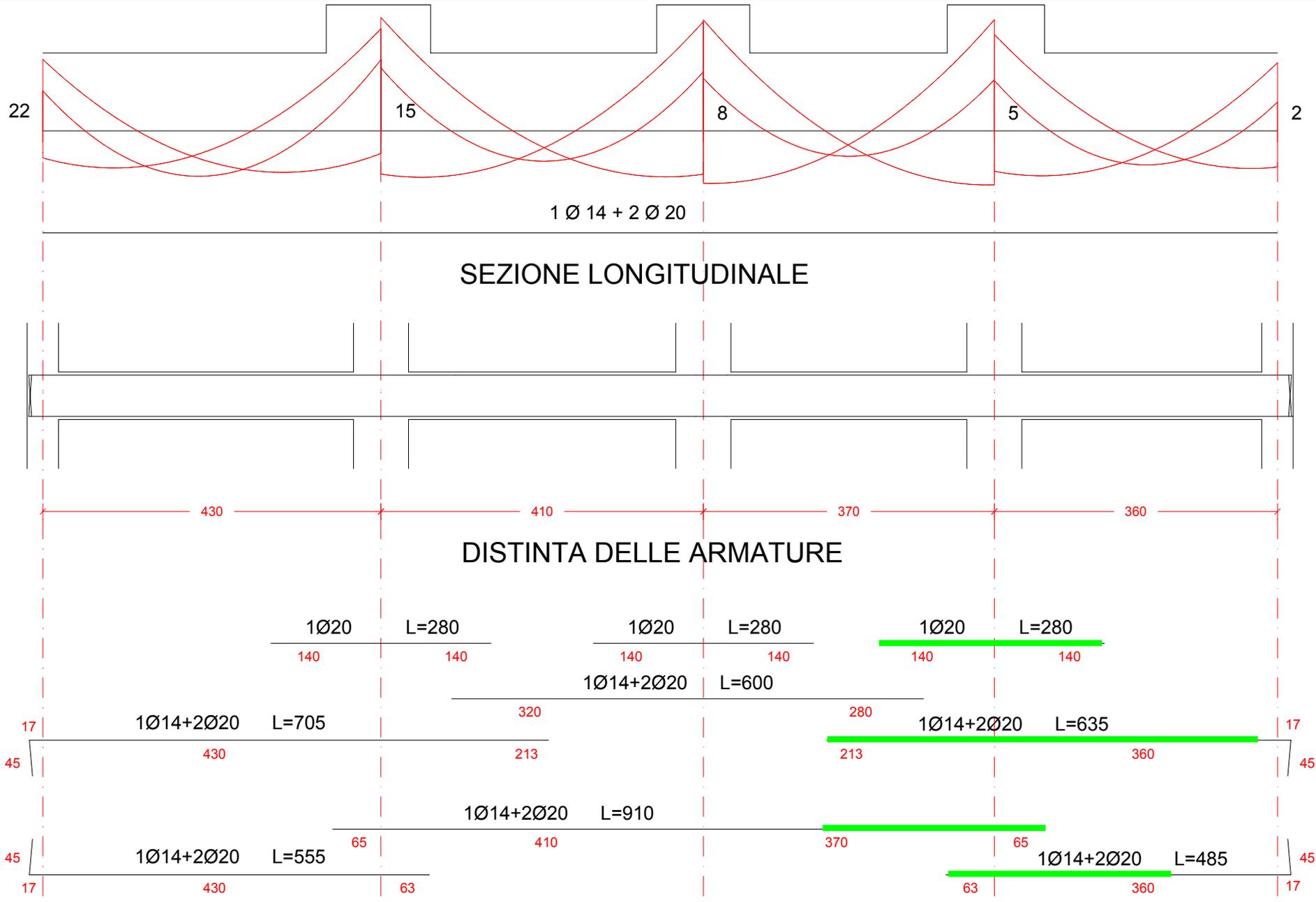
$$A_s \geq \frac{1.4}{f_{yk}} b_t h = 0.37 \% b_t h = 6.7 \text{ cm}^2$$

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

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

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

IPOSTESI DI CARPENTERIA



PROGETTO A TAGLIO DELLE TRAVI

Poiché si è assunta una classe di duttilità alta la verifica a taglio della trave deve essere fatta applicando il criterio di gerarchie delle resistenze.

A titolo di esempio si riporta il progetto dell'armatura della sezione di destra della trave 8-5 a primo piano.

CALCOLO DEL TAGLIO DI PROGETTO (CD "A")

Il taglio da considerare è il massimo valore tra quelli forniti dalle seguenti espressioni:

$$V^- = Q_{sis} \frac{L}{2} - 1.2 \left(\frac{M_{Rd1}^+ + M_{Rd2}^-}{L} \right)$$

$$V^- = -31.74 \frac{3.70}{2} - 1.2 \left(\frac{128.52 + 153.83}{3.70} \right) = -150.29 \text{ kN}$$

$$V^+ = Q_{sis} \frac{L}{2} + 1.2 \left(\frac{M_{Rd1}^- + M_{Rd2}^+}{L} \right)$$

$$V^+ = -31.74 \frac{3.70}{2} + 1.2 \left(\frac{153.83 + 128.52}{3.70} \right) = 32.85 \text{ kN}$$

Il taglio di progetto vale:

$$V_{Sd} = 150.29 \text{ kN}$$

VERIFICA A TAGLIO DELLA SEZIONE

Il valore del taglio V_{Rd2} che determina lo schiacciamento del puntone compresso è:

$$V_{Rd2} = \frac{b z_v f_{cd}}{\cot \vartheta + \tan \vartheta} = \frac{30 \times 56 \times 0.60 \times 12.96}{2.0 + 0.5} \times 10^{-1} = 522.5 \text{ kN}$$

$$V_{Rd2} = 522.50 \text{ kN} > V_{Sd} = 150.29 \text{ kN}$$

La sezione è verificata.

ARMATURA A TAGLIO DELLA TRAVE

Il taglio di progetto vale:

$$V_{Sd} = 150.29 \text{ kN}$$

Poiché la struttura è ad alta duttilità tale taglio deve essere assorbito **interamente dalle staffe**. Pertanto la quantità di acciaio per metro da disporre è uguale a:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Sd}}{z f_{ywd}} = \frac{150.29 \times 10}{0.9 \times 0.56 \times 326.1} = 9.1 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Usando staffe $\phi 8$ a due bracci bisogna adottare un passo

$$s = \frac{2 \times 0.5}{9.1} \times 10^2 = 11 \text{ cm}$$

AREA MINIMA DI STAFFE (EC2)

Prospetto 5.5.

Classi di calcestruzzo*	Classi di acciaio		
	S220	S400	S500
Da C12/15 a C20/25	0,0016	0,0009	0,0007
Da C25/30 a C35/45	0,0024	0,0013	0,0011
Da C40/50 a C50/60	0,0030	0,0016	0,0013

* Come assunto in progetto.

Il rapporto di armatura a taglio dato dall'equazione:

$$\rho_w = A_{sw} / (s \cdot b_w \cdot \sin \alpha)$$

Per acciaio Fe38k e calcestruzzo $R_{ck}=25\text{MPa}$ $\rho_{w,\min} = 0.0010$

Usando staffe $\phi 8$ a due bracci:

$$s_{\max} = \frac{A_{sw}}{b_w \rho_{w,\min}} = \frac{2 \times 0.5}{30 \times 0.0010} = 33.33 \text{ cm}$$

PASSO MASSIMO DELLE STAFFE (EC2)

$$\text{se : } V_{Sd} \leq 1/5 V_{Rd2} \quad s_{max} = 0,8 d \leq 30 \text{ cm}$$

$$\text{se } 1/5 V_{Rd2} < V_{Sd} \leq 2/3 V_{Rd2} \quad s_{max} = 0,6 d \leq 30 \text{ cm}$$

$$\text{se } V_{Sd} > 2/3 V_{Rd2} \quad s_{max} = 0,3 d \leq 20 \text{ cm}$$

$$\frac{V_{Sd}}{V_{Rd2}} = \frac{138.44}{584.4} = 0.2369$$

$$s_{max} = 30 \text{ cm}$$

PASSO MASSIMO DELLE STAFFE (O.P.C.M. 3274 (CD "A"))

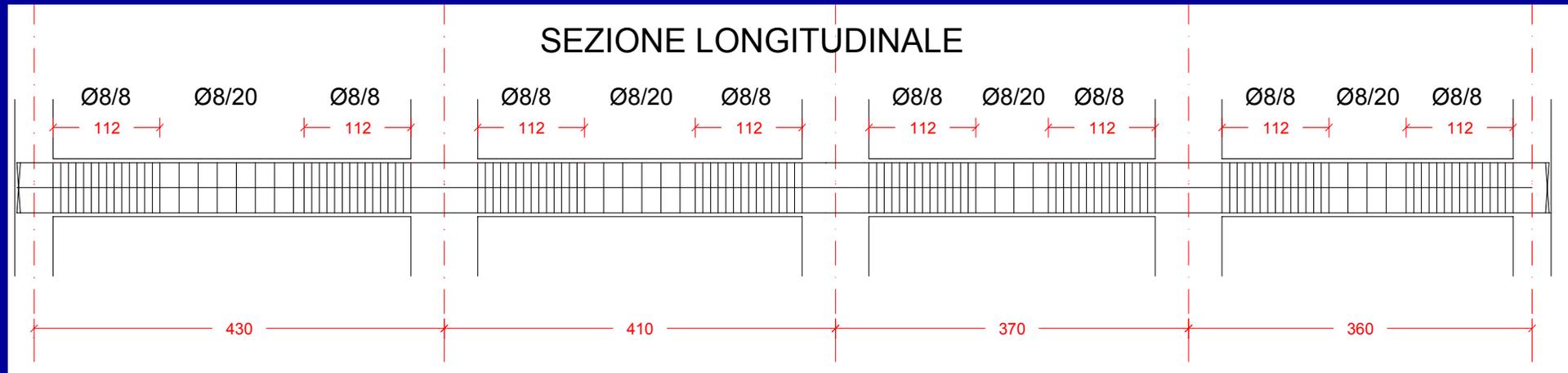
Per un tratto pari due volte l'altezza utile della sezione il passo delle staffe dovrà essere inferiore a:

$$s_{\max} = \min \begin{cases} d/4 \\ 15 \text{ cm} \\ 6\phi_{l,\min} \end{cases} = \min \begin{cases} 14 \\ 15 \text{ cm} \\ 8.4 \end{cases} = 8.4 \text{ cm}$$

Pertanto si disporranno:

Staffe $2\phi 8/15''$ a due bracci (ovvero $\phi 8/8''$)

IPOSTESI DI CARPENTERIA DELLA TRAVE (CD"A")



PROGETTO A PRESSO-FLESSIONE DEI PILASTRI

SFORZO NORMALE DI PROGETTO DEI PILASTRI

La conoscenza dello sforzo normale è necessaria per poter effettuare le verifiche a taglio ed a presso-flessione.

Il valore di progetto dello sforzo normale verrà determinato di volta in volta dall'analisi della struttura combinando nella maniera più gravosa per la verifica in questione gli effetti dei carichi agenti.

PROGETTO A PRESSO-FLESSIONE DEL PILASTRO 22 (CD"A")

CALCOLO DEI MOMENTI DI PROGETTO

I momenti di progetto saranno determinati mediante il criterio di gerarchia delle resistenze.

NON SI PROGETTA COL VALORE DEL MOMENTO FLETTENTE DESUNTO DAL TABULATO

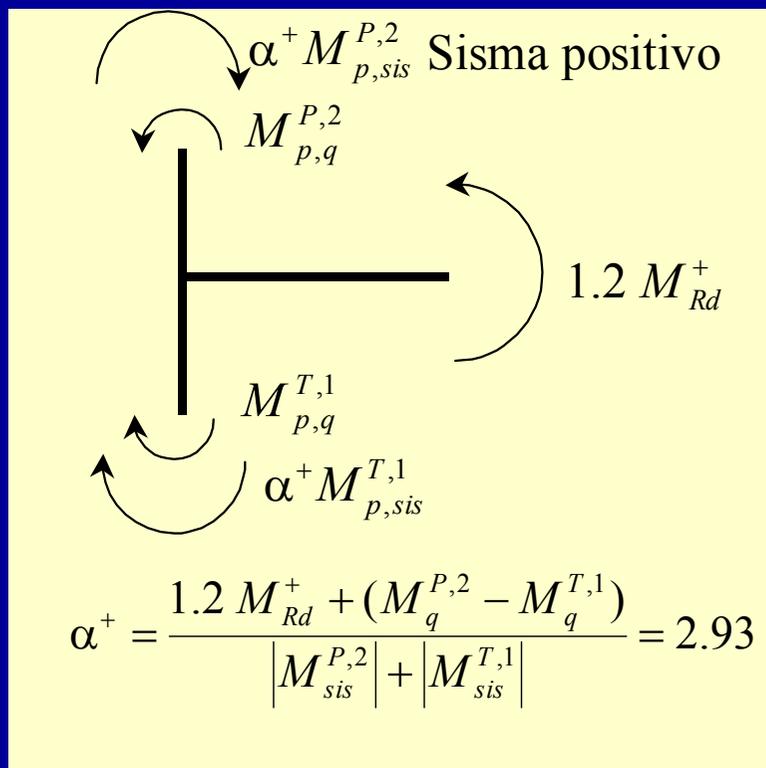
SI CONFERISCE UNA RESISTENZA MAGGIORE DI QUELLA DELLE TRAVI

$$M_{p,Sd}^i = M_{p,G}^i + \alpha M_{p,Sis}^i$$

PROGETTO A PRESSO-FLESSIONE DEL PILASTRO 22

CALCOLO DEI MOMENTI DI PROGETTO

Sezione in testa



Dal tabulato per soli c.v.

$$M_{Sd}^{sis+} = M_q + M_{sis} = -10.46 + 27.66 = 17.20 \text{ kNm}$$

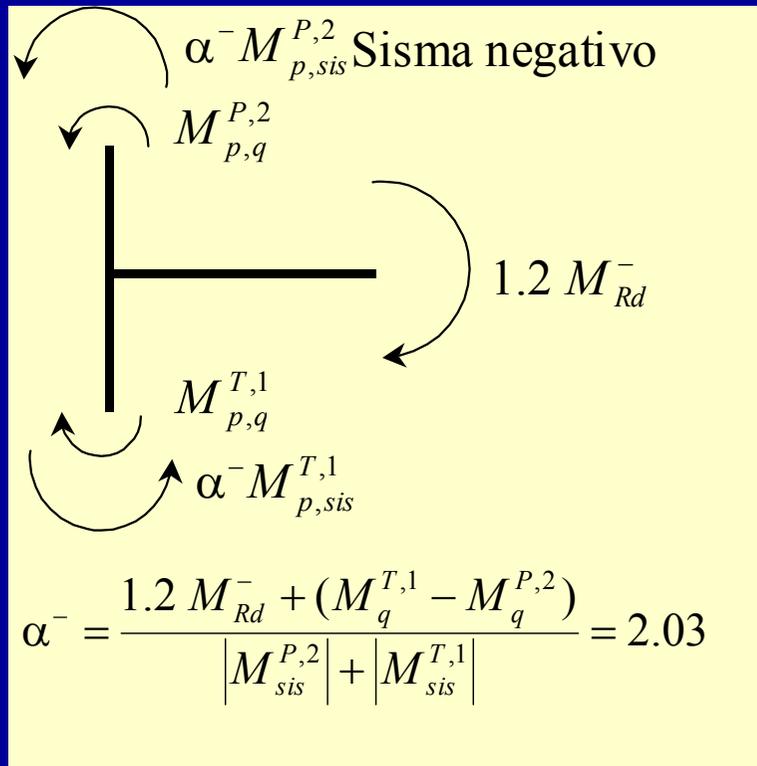
Dal tabulato per
sisma
 $(dir.X)^2 + (dir.Y)^2$

$$M_{Sd}^{\alpha^+} = M_q + \alpha^+ M_{sis} = -10.46 + 2.93 \times 27.66 = 70.56 \text{ kNm}$$

PROGETTO A PRESSO-FLESSIONE DEL PILASTRO 22

CALCOLO DEI MOMENTI DI PROGETTO

Sezione in testa



Dal tabulato per soli c.v.

$$M_{Sd}^{sis-} = M_q - M_{sis} = -10.46 - 27.66 = -38.12 \text{ kNm}$$

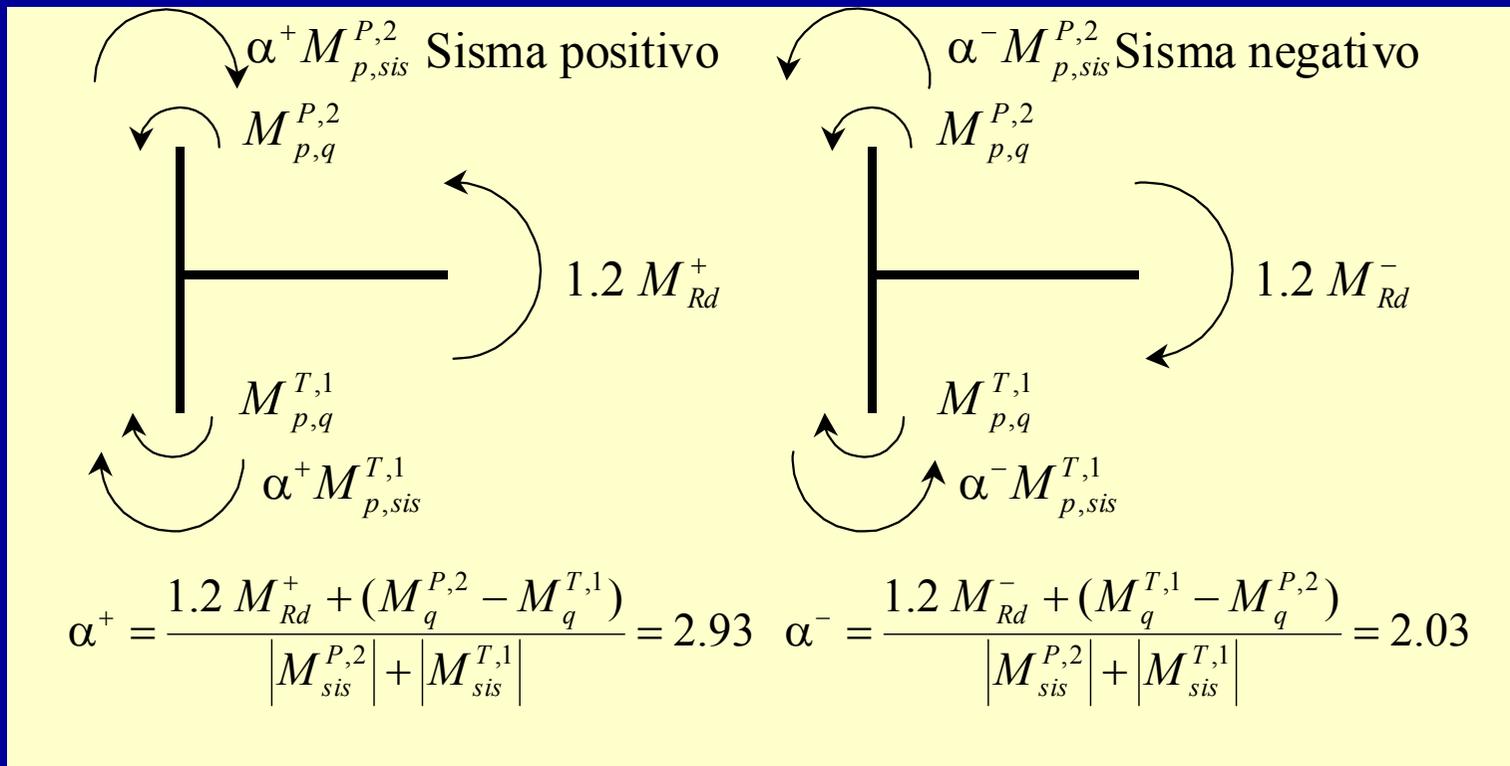
Dal tabulato per
sisma
(dir.X)²+(dir.Y)²

$$M_{Sd}^{\alpha^-} = M_q - \alpha^- M_{sis} = -10.46 - 2.03 \times 27.66 = 66.50 \text{ kNm}$$

PROGETTO A PRESSO-FLESSIONE DEL PILASTRO 22

CALCOLO DEI MOMENTI DI PROGETTO

Sezione in testa



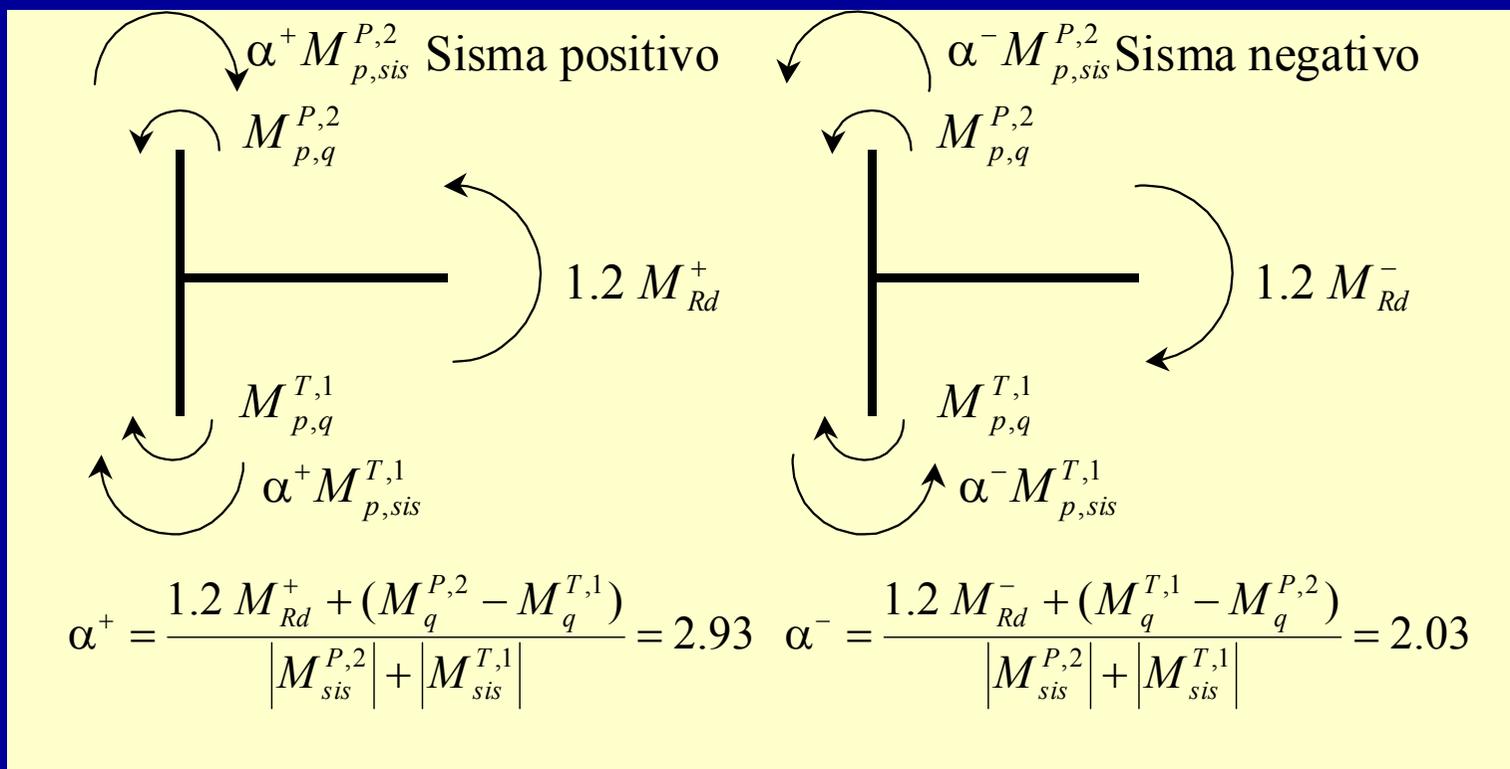
$$M_{Sd}^{\alpha^+} = M_q + \alpha^+ M_{sis} = -10.46 + 2.93 \times 27.66 = 70.56 \text{ kNm}$$

$$M_{Sd}^{\alpha^-} = M_q - \alpha^- M_{sis} = -10.46 - 2.03 \times 27.66 = 66.50 \text{ kNm}$$

PROGETTO A PRESSO-FLESSIONE DEL PILASTRO 22

CALCOLO DEI MOMENTI DI PROGETTO

Sezione in testa



Pertanto

$$M_{Sd} = 70.56 \text{ kNm}$$

I valori dello N_{Sd} sono: $N_{max} = 780.52 \text{ kN}$ $N_{min} = 471.01 \text{ kN}$

PROGETTO A PRESSO-FLESSIONE DEI PILASTRI

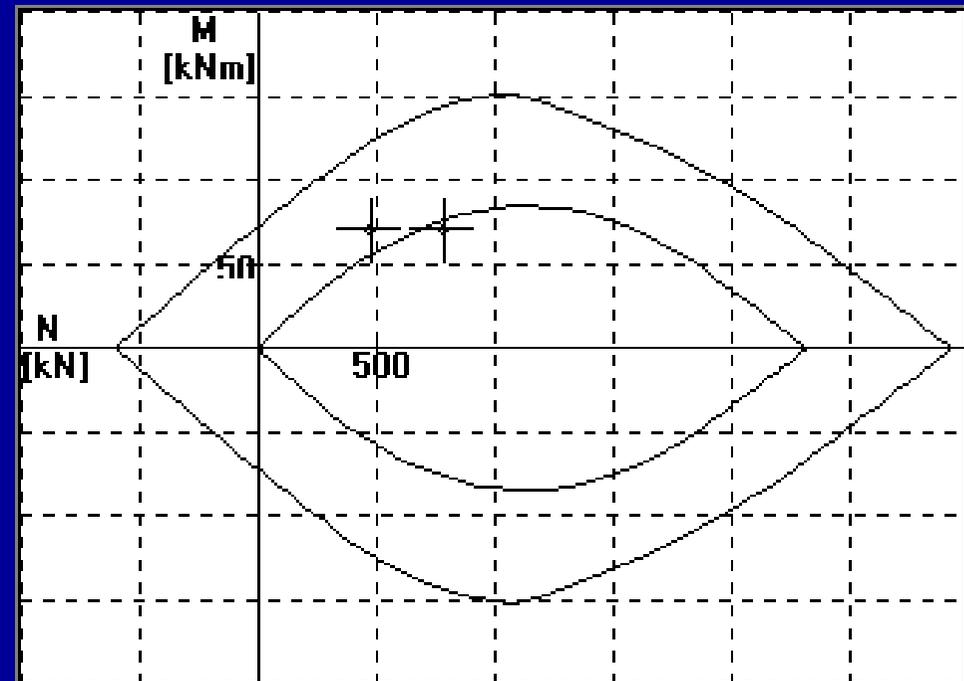
ARMATURE LONGITUDINALI MINIME (O.P.C.M. 3274)

Si utilizza dunque un'armatura minima pari all'1% della sezione trasversale:

$$A_s = 1\% A_c = 0.01 \times 30 \times 70 = 21 \text{ cm}^2$$

Usiamo una sezione con
 $4\phi 20 + 8\phi 14$.

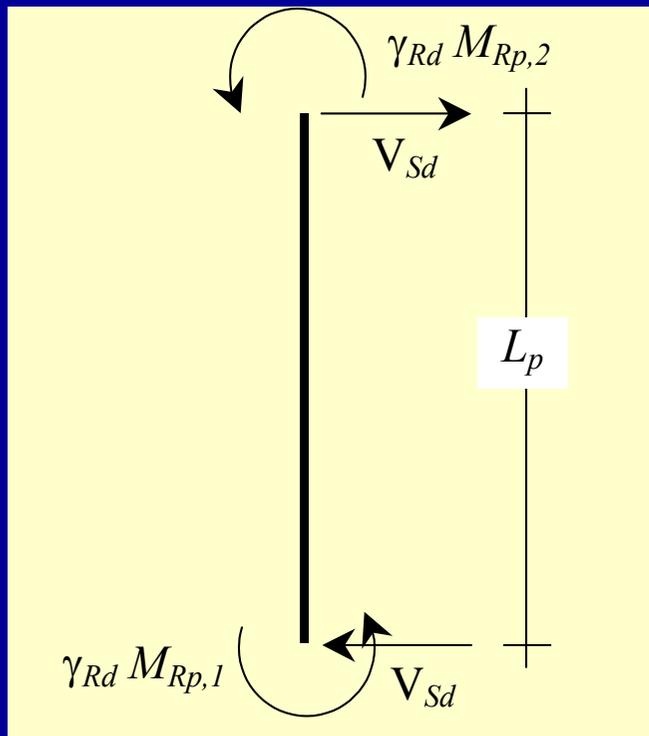
Solo per i pilastri in cui tale
armatura non è sufficiente
disporremo una maggiore
quantità di acciaio.



PROGETTO A PRESSO-FLESSIONE DEI PILASTRI

TAGLIO DI PROGETTO DEI PILASTRI

Il taglio di progetto è determinato considerando l'equilibrio del pilastro sollecitato dai momenti resistenti delle sezioni di estremità M_{Rp} , ivi applicati ed incrementati del fattore γ_{Rd}



$$V_{Sd} = \gamma_{Rd} \frac{\sum_{i=1}^2 M_{Rp,i}}{L_c}$$

$\gamma_{Rd} = 1.2$ fattore che tiene conto principalmente della sovraresistenza dovuta alle incertezze sulle caratteristiche del materiale

Il generico momento resistente è il più grande tra quelli corrispondenti ai valori di sforzo normale determinati dall'analisi della struttura

PROGETTO A PRESSO-FLESSIONE DEI PILASTRI

TAGLIO DI PROGETTO DEL PILASTRO 22

$$V_{Sd} = \gamma_{Rd} \frac{\sum_{i=1}^2 M_{Rp,i}}{L_c}$$

$$\gamma_{Rd} = 1.2$$

$$L_c = 3.20 \text{ m}$$

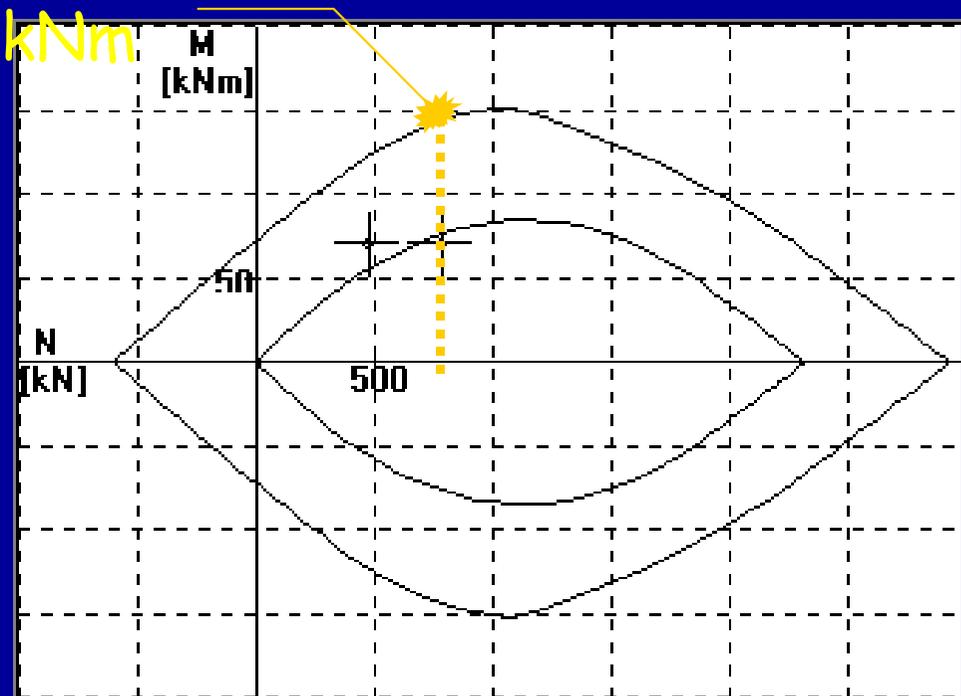
$$V_{Sd} = 1.20 \frac{145 + 145}{3.20} = 108.8 \text{ kN}$$

$$M_{Rp,22} = 145 \text{ kNm}$$

Il valore del taglio V_{Rd2} che determina lo schiacciamento del puntone compresso è superiore al valore di calcolo:

$$V_{Rd2} = 615.8 \text{ kN} > 108.8 \text{ kN}$$

La sezione è verificata.



PROGETTO A PRESSO-FLESSIONE DEI PILASTRI

ARMATURE TRASVERSALI MINIME (O.P.C.M. 3274)

Alle estremità la distanza tra le armature trasversali di un pilastro non deve di regola essere maggiore di:

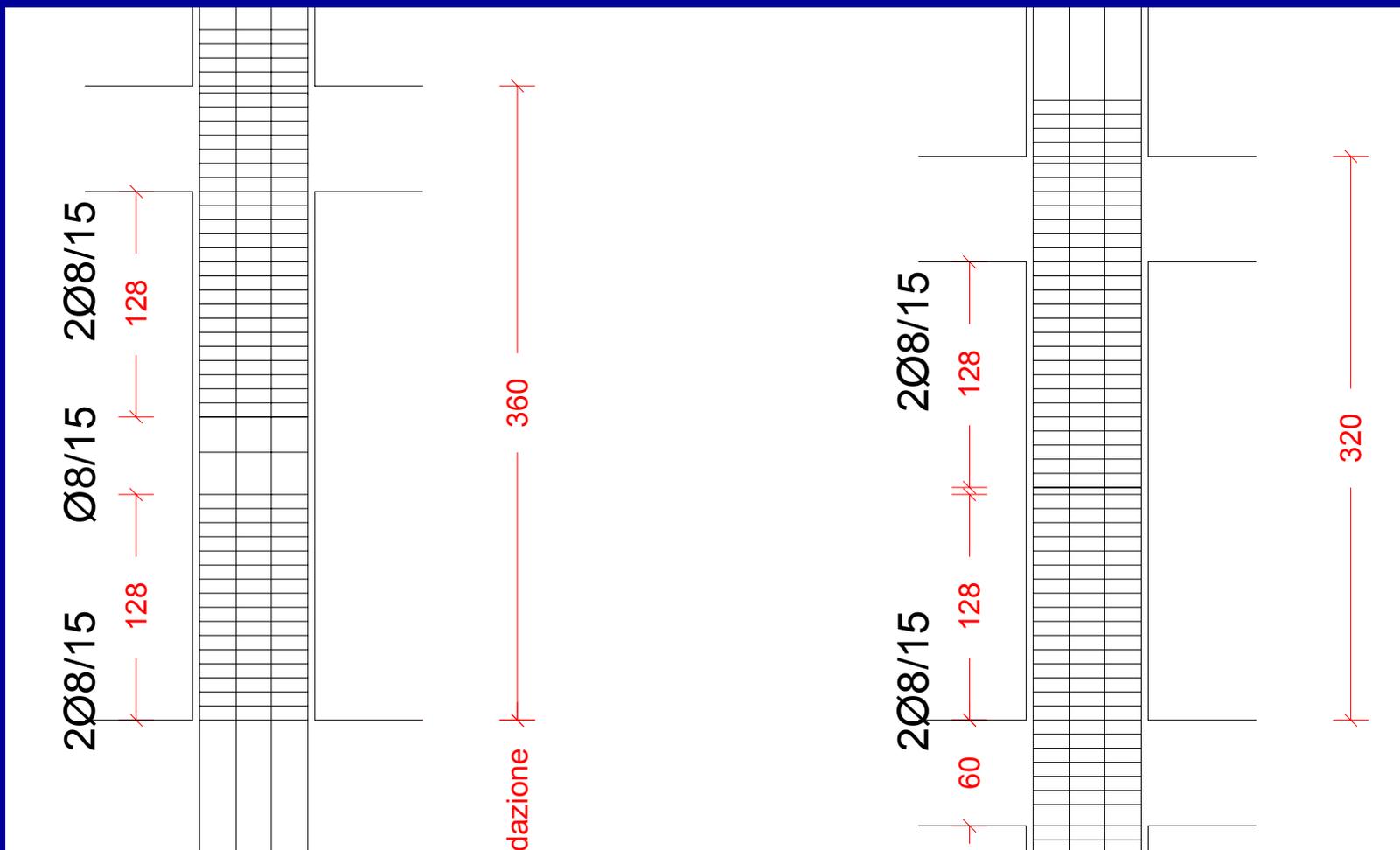
- un quarto del lato minore della sezione trasversale;
- 15 cm.

Per le estremità del pilastro, ai limiti validi per strutture a bassa duttilità bisogna aggiungere il seguente:

$$s_{\max} = 6 \times \phi_{l,\min} = 6 \times 1.4 = 8.4 \text{ cm}$$

Si disporranno staffe $\phi 8/15''$ cm nella parte centrale del pilastro e staffe $2\phi 8/15''$ cm alle estremità.

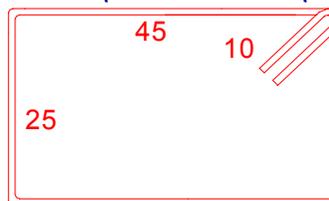
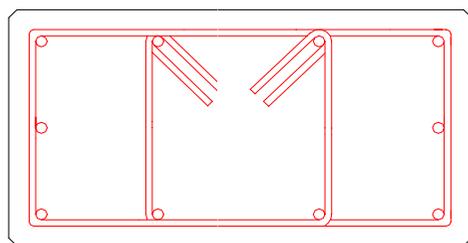
IPTESI DI CARPENTERIA



30x70

dazione

4φ20+6φ14



PROGETTO A PRESSO-FLESSIONE DEI PILASTRI

ARMATURE TRASVERSALI MINIME (O.P.C.M. 3274)

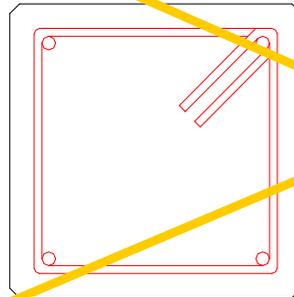
Nel disporre l'armatura dei pilastri bisogna ricordare che:

- le barre di spigolo devono essere tenute da staffe;
- una barra su due deve essere tenuta da apposita armatura (tirantini, spilli, staffe, etc.)
- le barre che distano più di 15 cm da barre trattenute da staffe vanno anch'esse tenute da apposita armatura.

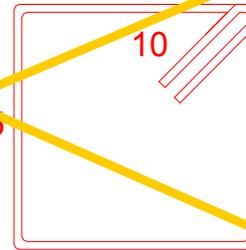
TABELLA DELLE SEZIONI DI PILASTRI

Tipo A (30x30)

4 ϕ 16



25

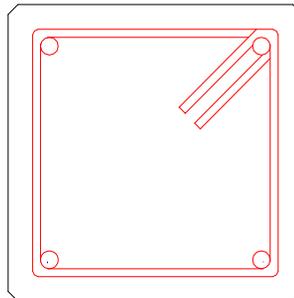


10

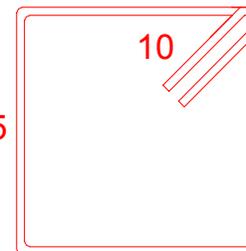
25

ϕ 8 L=120

4 ϕ 18



25



10

25

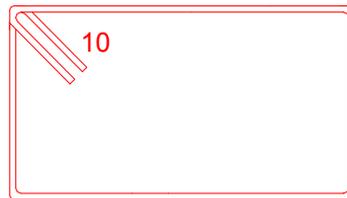
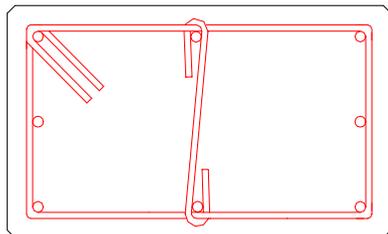
ϕ 8 L=120

22

TABELLA DELLE SEZIONI DI PILASTRI

30x50

8Ø16



25

Ø8

L=160

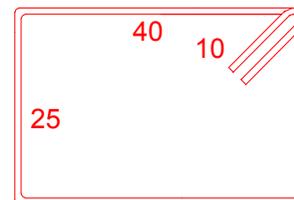
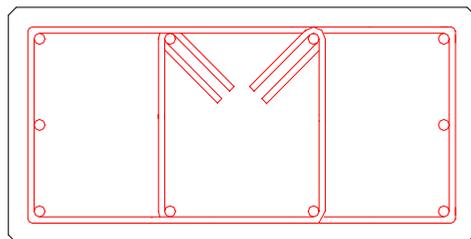
45

Ø8 L=45



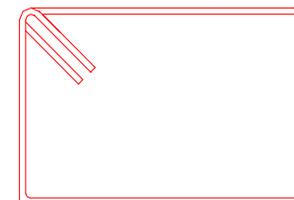
30x60

10Ø16



Ø8

L=150

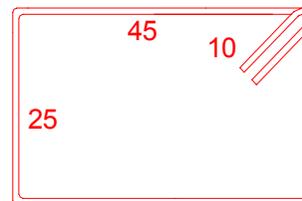
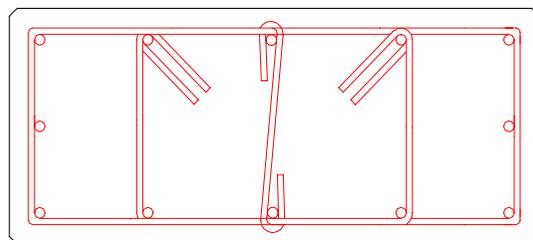


Ø8

L=150

30x70

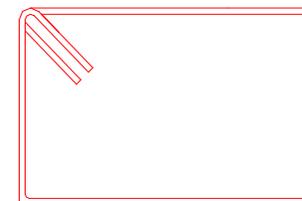
12Ø16



25

Ø8

L=160



Ø8

L=160

Ø8 L=45



PROGETTO A FLESSIONE DELLE TRAVI (CD"B")

CALCOLO DEI 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.

$$- M_{cv,d} = - 64.64 \text{ kNm}$$

PROGETTO A FLESSIONE DELLE TRAVI (CD "B")

CALCOLO DEI 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:

$$M_{sis,d} = M_{cv}^{Red} + \sqrt{(M_{sis}^{Fy})^2 + (M_{sis}^{Fx})^2} \quad \text{CD "A" } 87.49 \text{ kNm}$$

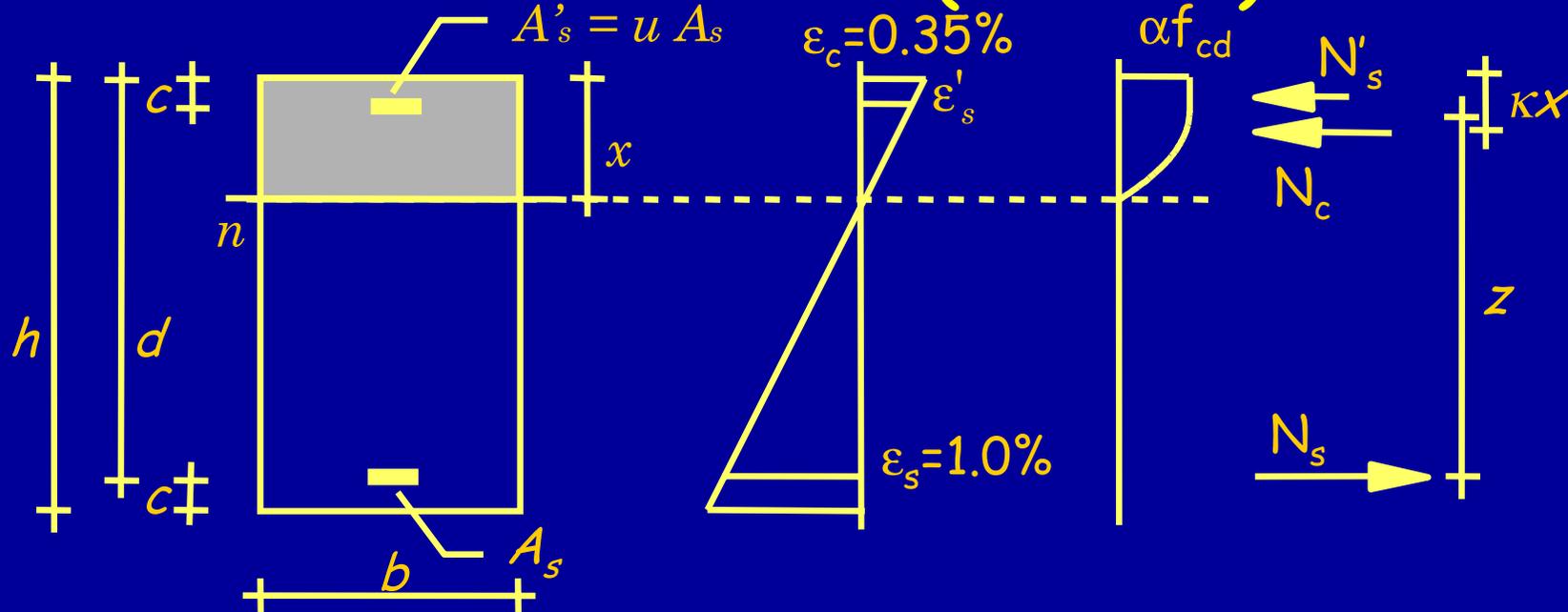
$$\text{CD "A" } 159.67 \text{ kNm}$$

I momenti di progetto sono

$M_{Sd} = 140.46 \text{ kNm}$ per il progetto dell'armatura inferiore

$M_{Sd} = 212.64 \text{ kNm}$ per il progetto dell'armatura superiore

ARMATURA LONGITUDINALE DELLA TRAVE (CD "B")



Equilibrio alla rotazione rispetto risultante N_c

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

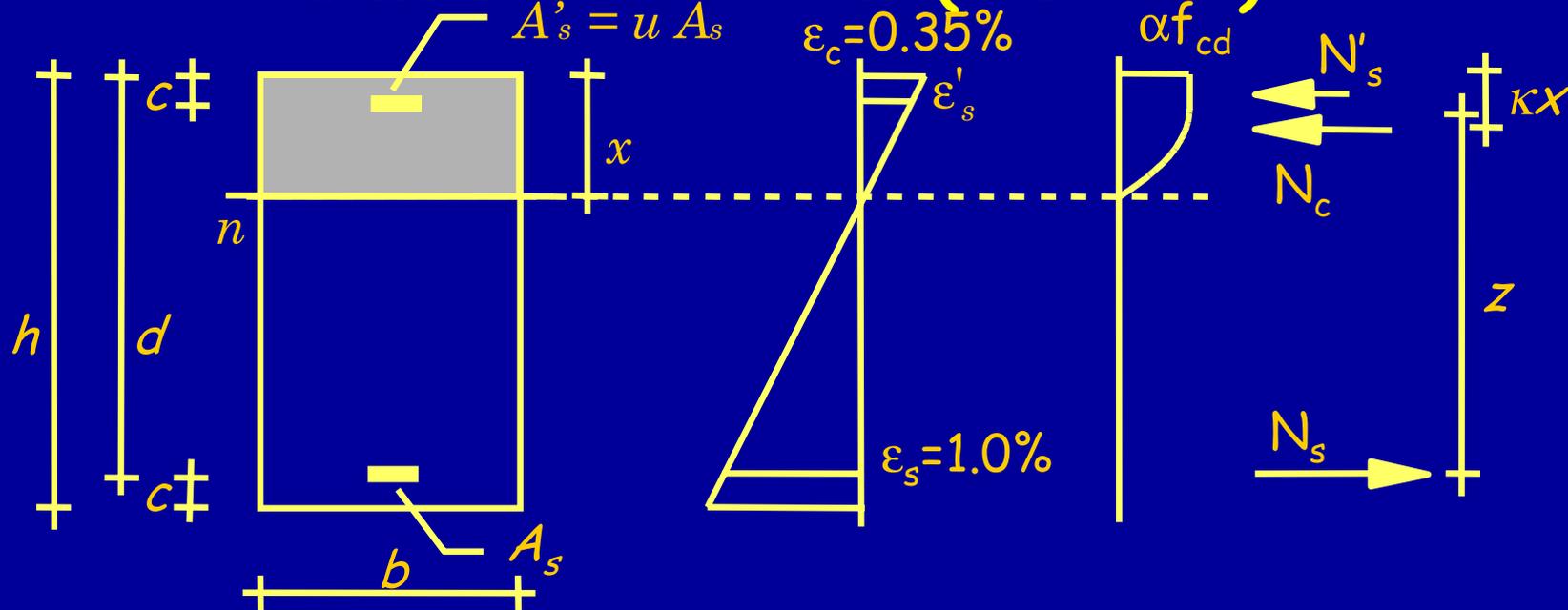
CD "A" 5.4 cm^2

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

$$M_{Sd} = 120.60 \text{ kNm}$$

$$A_{s,inf} = \frac{M_{Sd}}{0.9 \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{140.46 \times 10}{0.9 \cdot 0.56 \cdot 326.09} = 8.5 \text{ cm}^2$$

ARMATURA LONGITUDINALE DELLA TRAVE (CD "B")



Equilibrio alla rotazione rispetto risultante N_c

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

CD "A" 9.7 cm²

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

$$M_{Sd} = 184.74 \text{ kNm}$$

$$A_{s,\text{sup}} = \frac{M_{Sd}}{0.9 \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{212.64 \times 10}{0.9 \cdot 0.56 \cdot 326.09} = 12.9 \text{ cm}^2$$

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

5.5.2.2. Aree minime di armatura longitudinale

I limiti sono uguali a quelli citati per strutture a bassa duttilità. Il più restrittivo è il seguente:

$$f_{yk} = 375 \text{ MPa} \quad A_s \geq \frac{1.4}{f_{yk}} b_f h = 0.37 \% b_f h = 6.7 \text{ cm}^2$$

CD "A" 3 ϕ 20+1 ϕ 14

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

$$A_{s,inf} > 8.5 \text{ cm}^2 \quad \text{uso } 2 \phi 20 + 2 \phi 14 \text{ con } A_s = 9.4 \text{ cm}^2$$
$$A_{s,sup} > 12.9 \text{ cm}^2 \quad \text{uso } 4 \phi 20 + 1 \phi 14 \text{ con } A_s = 14.1 \text{ cm}^2$$

PROGETTO A TAGLIO DELLE TRAVI

Poiché la dimensione delle travi è stata fissata a priori bisogna verificare che il valore del taglio che determina lo schiacciamento del calcestruzzo sia inferiore al taglio indotto dai carichi esterni, successivamente si passerà a progettare la quantità di armatura trasversale da disporre.

A titolo di esempio si riporta il progetto dell'armatura della sezione di destra della trave 8-5 a primo piano.

CALCOLO DEL TAGLIO DI PROGETTO (CD "B")

Il taglio da considerare sarà il più grande in valore assoluto tra quelli relativi alle seguenti combinazioni di carico:

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

CD "A" 108.8 kN

$$V_{cv,d} = 104.80 \text{ kN}$$

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

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

$$V_{sis,d} = 58.49 + \sqrt{77.7^2 + 18.82^2} = 138.44 \text{ kN}$$

$$V_{Sd} = 138.44 \text{ kN}$$

VERIFICA A TAGLIO DELLA SEZIONE

Il valore del taglio V_{Rd2} che determina lo schiacciamento del puntone compresso è dato dall'equazione:

$$V_{Rd2} = \frac{b_w z v f_{cd}}{2}$$

$$v = 0.7 - \frac{f_{ck}}{200} = 0.7 - \frac{20.75}{200} = 0.596$$

$$V_{Rd2} = \frac{0.3 \times 0.9 \times 0.56 \times 0.596 \times 12.97 \times 10^3}{2} = 584.40 \text{ kN}$$

Il taglio di progetto vale: $V_{Sd} = 138.44 \text{ kN}$

$$V_{Rd2} = 584.40 > V_{Sd} = 138.44 \text{ kN}$$

ARMATURA A TAGLIO DELLA TRAVE

Il taglio di progetto vale:

$$V_{Sd} = 138.44 \text{ kN}$$

Il taglio resistente è somma di due contributi:

$$V_{cd} = \tau_{Rd} k (1,2 + 40 \rho_l) b_w d$$

contributo del calcestruzzo

$$V_{wd} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd}$$

contributo dell'acciaio

ARMATURA A TAGLIO DELLA TRAVE

Contributo del calcestruzzo

$$V_{cd} = 0.25 \times 1.01 \times 1.04 \times \left(1.2 + 40 \frac{10.96}{30 \times 56}\right) 30 \times 56 \times 10^{-1} = 64.45 \text{ kN}$$

Il taglio che deve essere affidato alle **staffe** è pari a:

$$V_{Sd} - V_{cd} = 138.44 - 64.45 = 73.99 \text{ kN}$$

La quantità di acciaio per metro da disporre è uguale a:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Sd} - V_{cd}}{z f_{ywd}} = \frac{73.99 \times 10}{0.9 \times 0.56 \times 326.1} = 4.5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Usando staffe $\phi 8$ a due bracci il passo massimo è pari a:

$$s = \frac{2 \times 0.5}{4.5} \times 10^2 = 22 \text{ cm}$$

AREA MINIMA DI STAFFE (O.P.C.M.3274)

I limiti imposti per le strutture a bassa duttilità sul passo delle staffe sono:

$$s_{\max} = \min \left\{ \begin{array}{l} d/4 \\ 15 \text{ cm} \end{array} \right. = \min \left\{ \begin{array}{l} 14 \\ 15 \text{ cm} \end{array} \right. = 14 \text{ cm}$$

CD "A" 8.4 cm

CD "A" 2 ϕ 8/15" cm

Pertanto si disporranno:

Staffe 2 ϕ 8/25" a due bracci per un tratto pari all'altezza utile della trave (56 cm).

PROGETTO A PRESSO-FLESSIONE DEI PILASTRI (CD "B")

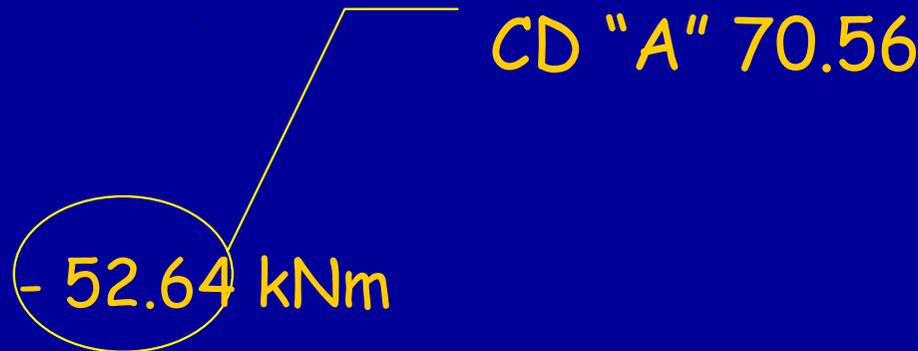
CALCOLO DEI MOMENTI DI PROGETTO

Si riporta il progetto del pilastro 22 a primo piano.

Il momento di progetto del pilastro è:

$$M_{Sd} = -52.64 \text{ kNm}$$

CD "A" 70.56



I valori dello sforzo normale di progetto sono:

$$N_{\max} = 831.14 \text{ kN}$$

$$N_{\min} = 429.59 \text{ kN}$$

PROGETTO A PRESSO-FLESSIONE DEI PILASTRI (CD "B")

ARMATURE LONGITUDINALI MINIME (O.P.C.M. 3274)

Nella sezione corrente del pilastro la percentuale di armatura longitudinale deve essere compresa tra i seguenti limiti:

$$1\% < \frac{A_s}{A_c} < 4\%$$

Si utilizza dunque un'armatura minima pari all'1% della sezione trasversale:

$$A_s = 1\% A_c = 0.01 \times 30 \times 70 = 21 \text{ cm}^2$$

Usiamo una sezione con 4 ϕ 20+6 ϕ 14.

Solo per i pilastri in cui tale armatura non è sufficiente disporremo una maggiore quantità di acciaio.

PROGETTO A PRESSO-FLESSIONE DEI PILASTRI

ARMATURE TRASVERSALI MINIME (EC2)

La distanza tra le armature trasversali di un pilastro non deve di regola essere maggiore della minore delle tre seguenti:

- 12 volte il minimo diametro delle barre longitudinali;
- il lato minore della sezione del pilastro;
- 30 cm.

La distanza sarà ridotta secondo un fattore $| 0,6 |$ in sezioni posizionate al di sopra o al di sotto di una trave o di una piastra per un tratto pari alla maggiore dimensione della sezione del pilastro.

PROGETTO A PRESSO-FLESSIONE DEI PILASTRI

ARMATURE TRASVERSALI MINIME (EC2)

Nella zona centrale del pilastro:

$$s_{\max} = 12 \times 1.4 = 16.8 \text{ cm}$$

Alle estremità del pilastro:

$$s_{\max} = 0.6 \times 12 \times 1.4 = 10.1 \text{ cm}$$

PROGETTO A PRESSO-FLESSIONE DEI PILASTRI (CD "B")

ARMATURE TRASVERSALI MINIME (O.P.C.M. 3274)

Alle estremità la distanza tra le armature trasversali di un pilastro non deve di regola essere maggiore della minore delle due seguenti:

- un quarto del lato minore della sezione trasversale;
- 15 cm.

Alle estremità del pilastro:

$$s_{\max} = 30 / 4 = 7.5 \text{ cm}$$

Tale limite è, nel caso considerato, lo stesso di quello per strutture ad alta duttilità (7.5 cm).

Si disporranno **staffe $\phi 8/15''$ cm** nella parte centrale del pilastro e **staffe $2\phi 8/15''$ cm** alle estremità.

VERIFICA A TAGLIO DELLA SEZIONE

Il valore del taglio V_{Rd2} che determina lo schiacciamento del puntone compresso coincide con quello precedentemente calcolato:

$$V_{Rd2} = 689.00 \text{ kN} > V_{Sd} = 150.29 \text{ kN}$$

La sezione è verificata.

CONFRONTO

TRAVI

CD "A"

Armatatura longitudinale

- superiore 9.7 (11.0) cm²
- inferiore 5.4 (6.7) cm²

Armatatura a taglio

- per 2d 2 ϕ 8/15" cm
- tratto centr. ϕ 8/20" cm

CD "B"

Armatatura longitudinale

- superiore 12.9 (14.1) cm²
- inferiore 8.5 (9.4) cm²

Armatatura a taglio

- per d 2 ϕ 8/25" cm
- tratto centr. ϕ 8/20" cm

CONFRONTO

PILASTRI

CD "A"

Armatura longitudinale

- $4\phi 20 + 6\phi 14$

Armatura a taglio

- per $2d$ $2\phi 8/15''$ cm

- tratto centr. $\phi 8/15''$ cm

CD "B"

Armatura longitudinale

- $4\phi 20 + 6\phi 14$

Armatura a taglio

- per d $2\phi 8/15''$ cm

- tratto centr. $\phi 8/15''$ cm

VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI DANNO

La verifica allo Stato Limite di Danno è stata condotta con riferimento al telaio 27 - 20 - 13 (Telaio 12), cioè quello che subisce i maggiori spostamenti d'interpiano.

In particolare si è verificato che gli spostamenti d'interpiano, determinati combinando mediante la regola SRSS la risposta del sistema ad un sisma agente in direzione Y e quella relativa ad un sisma che agisce in direzione X, fossero inferiori ai valori massima stabiliti dalla normativa sismica italiana.

VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI DANNO

La risposta a ciascun sisma è stata determinata mediante analisi modale combinando i modi mediante la regola CQC.

Lo spettro di progetto è stato ottenuto dividendo per un fattore 2.5 quello di risposta, come stabilito dalla normativa sismica italiana.

La verifica è soddisfatta quando gli spostamenti d'interpiano (d_r) ottenuti dall'analisi sono inferiori ai limiti indicati nel seguito:

- a) per edifici con tamponamenti collegati rigidamente alla struttura che interferiscono con la deformabilità della stessa:

$$d_r \leq 0.0050 h$$

d_r spostamento d'interpiano h altezza d'interpiano

VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI DANNO

L'analisi fornisce gli spostamenti per $q=5.85$

Piano	h_i	d_e ($q=5.85$)	d_r	$0,005 h$
5	3,2	1,807	4,228	16,00
4	3,2	2,670	6,248	16,00
3	3,2	3,468	8,115	16,00
2	3,2	3,973	9,297	16,00
1	3,6	3,612	8,452	18,00

La verifica è soddisfatta.

d_r spostamento d'interpiano h_i altezza d'interpiano

EFFETTI DEL II ORDINE

Il controllo si effettua a partire dalle derive di piano:

Piano	h_i	d_e ($q=5.85$)	d_r	$P_{tot,i}$	$V_{tot,i}$	θ
5	3,2	1,807	10,571	533,45	83,48	0,021
4	3,2	2,670	15,620	533,45	142,41	0,018
3	3,2	3,468	20,288	1208,65	188,56	0,041
2	3,2	3,973	23,242	1208,65	223,89	0,039
1	3,6	3,612	21,130	1883,84	230,90	0,048

$$\Theta = \frac{P_{tot} d_r}{V_{tot} h} \leq 0.10$$

d_r spostamento d'interpiano h altezza d'interpiano

FINE

Per questa presentazione:

coordinamento

M. Muratore

realizzazione

M. Muratore

ultimo aggiornamento

14/04/2004