

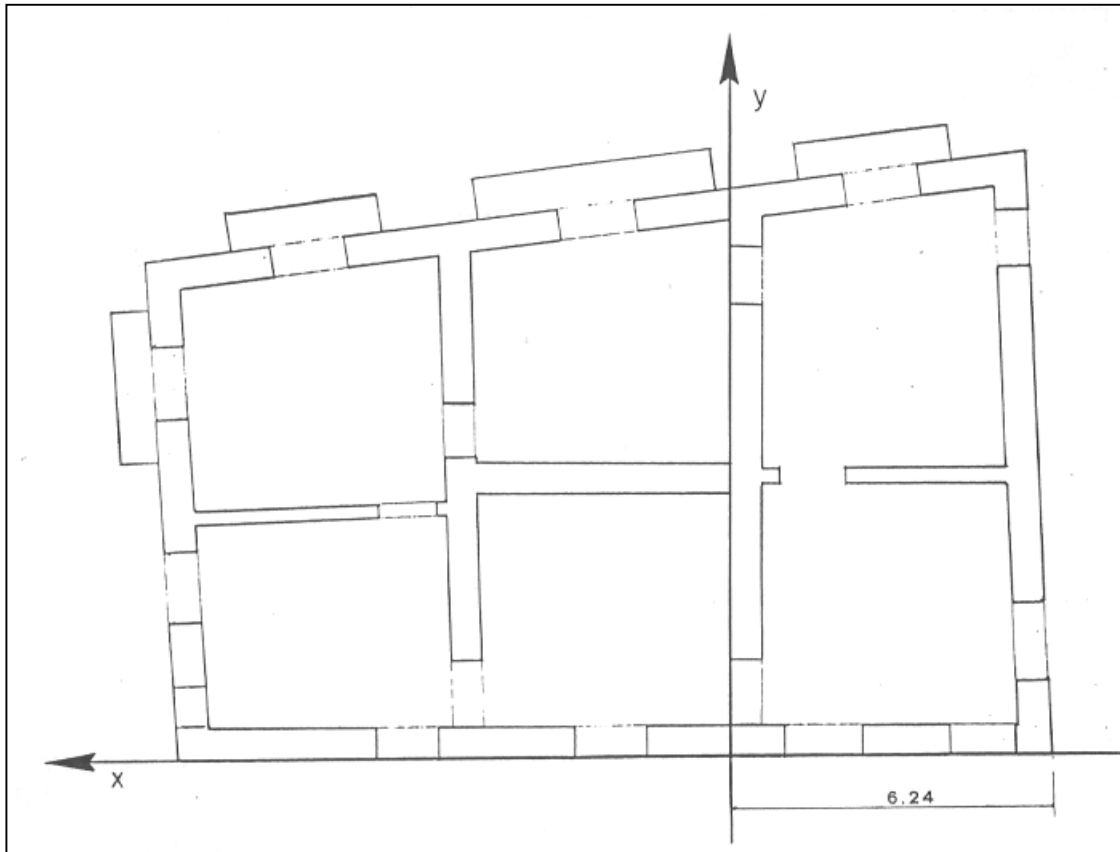
VERIFICA SISMICA DI EDIFICI ESISTENTI IN MURATURA

Parte 8:

LA VERIFICA SISMICA DI UN EDIFICIO ESISTENTE CON L'ANALISI LINEARE



EDIFICIO IN CASTELLAMARE DI STABIA



- Muratura di tufo
- Solai con travi in acciaio e spaccatelle di tufo

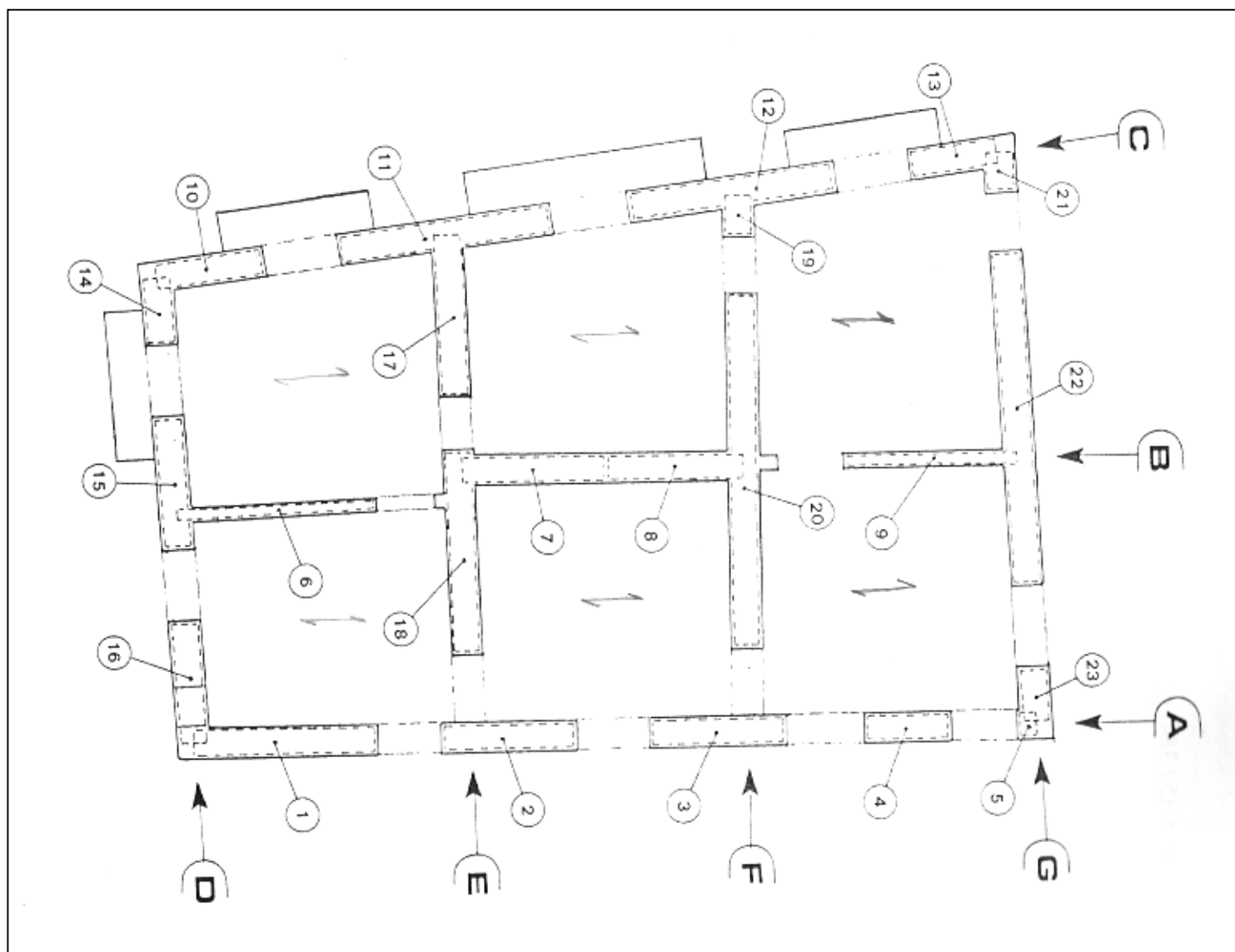
- 6 Piani
- $H_{\text{tot}} = 23,50\text{m}$
- Interpiano medio 3,9 m

- Spessore muri:
40 – 80 cm

3 pareti // x
4 pareti // y

ANALISI DEI CARICHI VERTICALI

Individuazione dei maschi murari



Calcolo dello sforzo normale nei maschi murari

MASCHIO n. 2

impalc.	misure	quadrat	peso sp	sovr.	g	q	g + q
solaio	0,5(4,96+4,85)0,73	3,581	400	200	1432	716	2148
travi	(0,60x0,50x1,53+0,70x0,50x1,28+0,73x0,55x1,1)	1,702	1700		2893		2893
muratura	2,7x0,50x4,18	5,643	1700		9593		9593
VI Np					13919		14635
solaio	0,5x4,96x0,68	1,686	500	200	843	337	1180
travi	0,60x0,50x1,48+0,70x0,60x1,38+0,68x0,55x1,1	1,745	1700		2967		2967
muratura	2,70x0,60x4,13	6,691	1700		11374		11374
scala	0,5(4,85-1,25)1,45	2,61	800	400	2088	1044	3132
divisori							
Np					17272		18654
V Nt					31191		33289
solaio	0,5x4,9x0,65	1,593	500	200	796	319	1115
travi	0,60x0,63x1,48+0,70x0,63x1,26+0,65x0,59x1,1	1,855	1700		3154		3154
muratura	2,70x0,63x4,13	7,025	1700		11943		11943
scala	0,5(4,35-1,25)1,33	2,394	800	400	1915	958	2873
divisori							
Np					17808		19084
IV Nt					48999		52373
solaio	0,5x4,86x0,63	1,531	500	200	765	306	1072
travi	0,60x0,68x1,37+0,70x0,68x1,12+0,63x0,61x1,1	1,792	1700		3046		3046
muratura	2,70x0,68x4,02	7,381	1700		12547		12547
scala	0,5(4,85-1,25)1,33	2,394	800	400	1915	958	2873
divisori					18273		19537
Np					67273		71910
III Nt							
solaio	0,5x4,7x0,59	1,387	500	200	693	277	971
travi	0,65x0,68x0,92+0,59x0,66x0,77	0,706	1700		1201		1201
muratura	3,30x0,68x2,92	6,552	1700		11139		11139
scala	0,5(4,85-1,25)1,23	2,214	800	400	1771	886	2657
divisori							
Np					14805		15968
II Nt					82077		87878
solaio	0,81x2,11	1,709	500	200	855	342	1196
travi							
muratura	3,95x0,80x3,62+0,48x0,66x3,62	12,59	1700		21396		21396
scala	0,5(4,85-1,25)1,24	2,232	800	400	1786	893	2678
divisori	0,50x2,72	1,36	150		204		204
Np					24240		25475
I Nt					106318		113353

MASCHIO n. 20

impalc.	misure	quadrat	peso sp	sovr.	g	q	g + q
solaio	8,68x4,98	43,23	400	200	17291	8645	25936
travi	(0,55x1,53+0,68x1,98)0,55	1,203	1700		2046		2046
muratura	7,45x0,55x4,18	17,13	1700		29117		29117
VI Np					48453		57098
solaio	3,83x2,56+8,63x2,44+2,47x1,63	35,82	500	200	17912	7165	25077
travi	(0,55x1,48+0,63x1,93)0,55	1,116	1700		1898		1898
muratura	7,45x0,55x4,13	16,92	1700		28769		28769
scala	0,5x1,38x1,43	0,987	800	400	789	395	1184
divisori	(2,40+3,00+1,50)3,98	27,46	150		4119		4119
Np					53487		61047
V Nt					101940		118145
solaio	3,83x2,55+8,32x2,42	29,9	500	200	14950	5980	20931
travi	[(0,55x1,48+0,62x1,93)0,60+0,63x0,30x1,78]	1,543	1700		2623		2623
muratura	(7,45x0,60+0,48x0,30)1,13	19,06	1700		32395		32395
scala	(4,80-1,26)1,25	4,425	800	400	3540	1770	5310
divisori	2,40x3,93	9,432	150		1415		1415
Np					54923		62673
IV Nt					156863		180818
solaio	3,92x0,40+1,07x2,57+4,22x2,44	14,61	500	200	7307	2923	10230
travi	[(0,64x1,37+0,60x1,82)0,60+0,63x0,30x1,82]	1,525	1700		2593		2593
muratura	(7,42x0,60+0,44x0,30)4,02	18,43	1700		31327		31327
scala	(4,73-1,22)1,25	4,388	800	400	3510	1755	5265
divisori							
Np					44737		49415
III Nt					201601		230233
solaio	3,87x0,40+1,06x2,52+3,65x2,38	12,91	500	200	6453	2581	9034
travi	[(0,62x0,77+0,58x0,77)0,69+0,68x0,30x0,77]	0,794	1700		1350		1350
muratura	(7,50x0,69+0,38x0,30)2,92	15,44	1700		26255		26255
scala	(4,84-1,22)1,25	4,525	800	400	3620	1810	5430
divisori							
Np					37678		42069
II Nt					239278		272302
solaio	3,86x2,51+4,68x2,17+2,36x2,39	25,48	500	200	12742	5097	17839
travi							
muratura	(8,84x0,79+0,42x0,77)3,62	26,45	1700		44967		44967
scala	0,5x1,25x1,2	0,75	800	400	600	300	900
divisori	(3,73+1,60)2,72	14,5	150		2175		2175
Np					60484		65881
I Nt					299762		338184

Valutazione dei pesi sismici secondo l'Ordinanza

Valutazione dei pesi sismici $[W]$

Ordinanza 3274 $[SLU]$

$$G_k + \sum (\psi_{Ei} Q_{ki})$$

$$\psi_{Ei} = \psi_{2i} \cdot \varphi \quad \psi_{2i} = 0.30$$
$$\varphi = 0.50 \quad (1.0 \text{ in copertura})$$

Valutazione dei carichi verticali da
sommare alle azioni sismiche $[SLU]$

$$\underbrace{\gamma_1 E}_{\text{azioni sismiche}} + \underbrace{G_k + \sum \psi_{2i} Q_{ki}}_{\text{carichi gravitazionali}}$$

Edificio in Castellammare di Stabia (NA)
(zona sismica 2 $a_g = 0,25g$)

$\gamma_1 = 1$ (coefficiente di importanza sismica)
mura di tufo (impalcanti rigide)

Pieni 6 Superficie $\sim 190 \text{ m}^2$
 $H = 23,50$ $\Delta h = 3,90 \text{ m}$ (intepieno medio)

$W \approx 4,6 \text{ kN m}^3$ (vuoto \times pieno)

$W_T \approx 21080 \text{ kN}$

$$T_1 = 0,05 \cdot 23,50^{0,75} = 0,53 \text{ sec}$$

Edificio regolare in pianta e non regolare in altezza.
È comunque applicabile l'analisi statica con $\lambda = 1$

Determinazione del coefficiente $[F_b]$ alla base

a) D.H. 96 ($E=1$)

$$F_b = \frac{S-2}{100} W_T \cdot \beta_1 \cdot \beta_2 = 0,07 \cdot 21080 \cdot 4 = 5900 \text{ kN}$$

0,28g

b) Ordinanza 3274 suolo A

$$T_c < T_1 < T_D \quad S_d(T_1) = a_g S \frac{2,5}{q} \left(\frac{T_c}{T_1} \right) = 0,21g \quad S=1 \quad T_c = 0,4 \text{ sec}$$

$$F_d = S_d(T_1) \lambda W_T = 0,21 \times 1 \times 21080 = 4430 \text{ kN}$$

c) Ordinanza 3274 suolo B

$$T_c < T_1 < T_D \quad S_d(T_1) = a_g S \frac{2,5}{q} \left(\frac{T_c}{T_1} \right) = 0,32g \quad S=1,25 \quad T_c = 0,5 \text{ sec}$$

$$F_d = S_d(T_1) \lambda W_T = 0,32 \times 1 \times 21080 = 6750 \text{ kN}$$

Valutazione approssimata delle azioni sismiche globali

Confronto tra D.M. e Ordinanza

Non tutte le pareti
verticali esistono a
tutti i piani

Fattore di struttura
(edifici esistenti)

$$q = 1,5 \times \alpha_u / \alpha_1 =$$

$$= 1,5 \times 1,5 = 2,25$$

Determinazione dei pesi sismici e calcolo delle forze orizzontali

Calcolo delle Azioni Orizzontali

D.M. 96 - coef. di fond. $\varepsilon = 1$

Livello Numero	Peso Sismico	Altezza h [m]	W*h	γ	F [t]	Xg	Yg
VI	189,3885	23,50	4450,6297	0,1676	103,1378	2,4158	5,7200
V	356,5844	19,32	6889,2104	0,2595	159,6489	2,6255	5,7917
IV	388,7148	15,19	5904,5779	0,2224	136,8313	2,5763	5,7699
III	413,9407	11,06	4578,1844	0,1724	106,0938	2,4872	5,7519
II	421,5605	7,04	2967,7860	0,1118	68,7748	2,5505	5,7636
I	427,2272	4,12	1760,1762	0,0663	40,7899	2,1569	5,5335
	2197,4162		26550,5646	1,0000	615,2765 t.		

Forza Orizzontale
615,2765 t.

$$F_{tot} = 615 \text{ t}$$

$$S_d(T) = 0.25 \times 1.25 \times (2.5 / 2.25) \times (0.5 / 0.5337) = 0.32$$

Ordinanza 3274 + 3431
suolo B

Calcolo delle Azioni Orizzontali

Livello Numero	Peso Sismico	Altezza h [m]	W·h	Y	$\frac{F}{T}$	Xg	Yg
VI	188,5210	23,50	4430,2428	0,1715	117,29	2,4163	5,7200
V	344,7856	19,32	6661,2582	0,2579	176,38	2,8017	5,7674
IV	375,2827	15,19	5700,5437	0,2207	150,94	2,5558	5,7583
III	400,9116	11,06	4434,0819	0,1717	117,43	2,4882	5,7356
II	407,7180	7,04	2870,3346	0,1111	75,98	2,4820	5,7522
I	420,0853	4,12	1730,7513	0,0670	45,82	2,1594	5,5519
	2137,3041		25827,2123	1,0000	683,84		

$$\lambda = 0.85$$



$$F_b = 581 \text{ t}$$

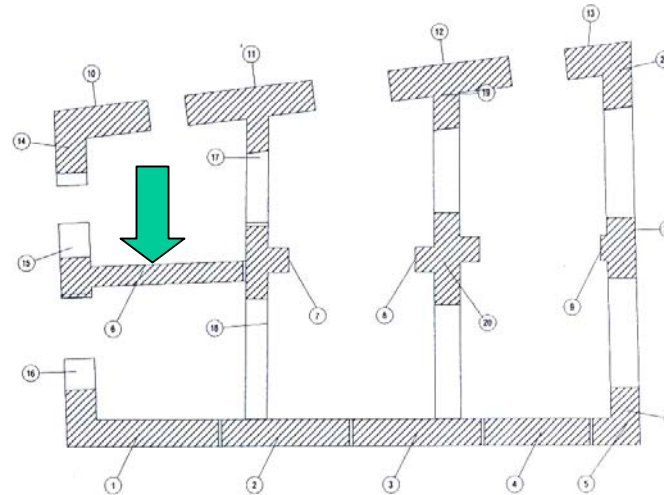
$$\lambda = 1.00$$



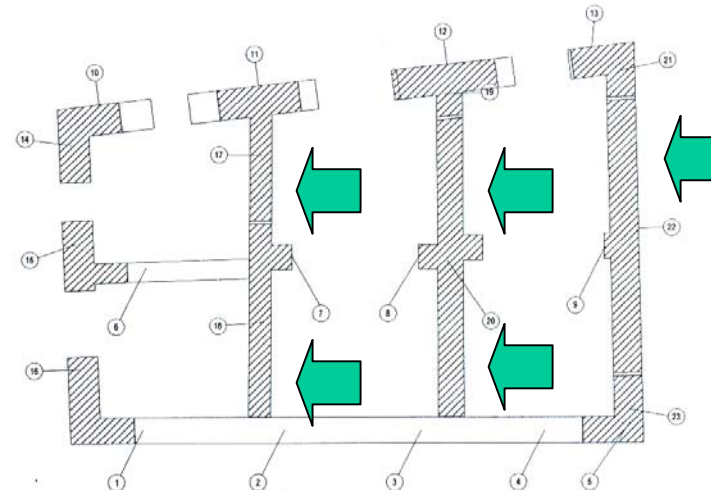
$$F_b = 684 \text{ t}$$

Difficoltà nella modellazione della struttura

Alcuni setti si suddividono in più parti ai piani superiori



Pianta Piano Terra



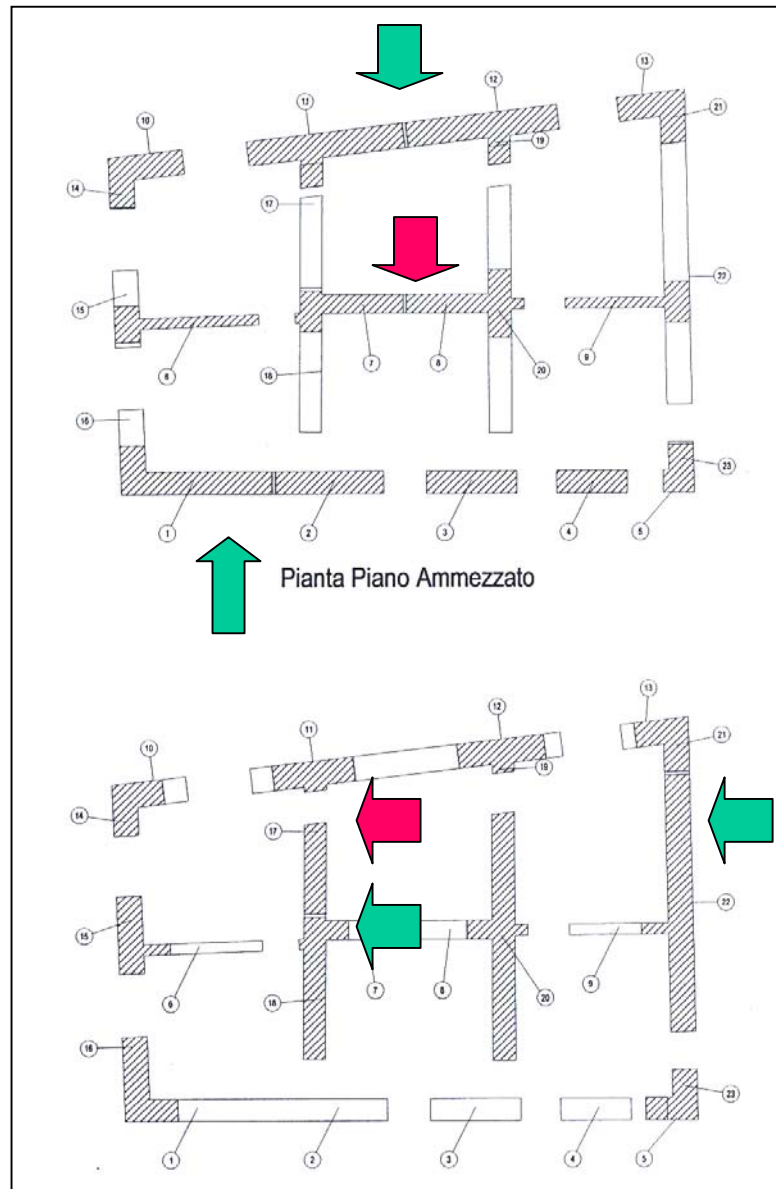
Pareti
in
dir.x

Pareti
in
dir.y

Difficoltà nella modellazione della struttura

Alcuni setti si suddividono in più parti ai piani superiori

Alcuni setti si riuniscono in un unico setto ai piani superiori

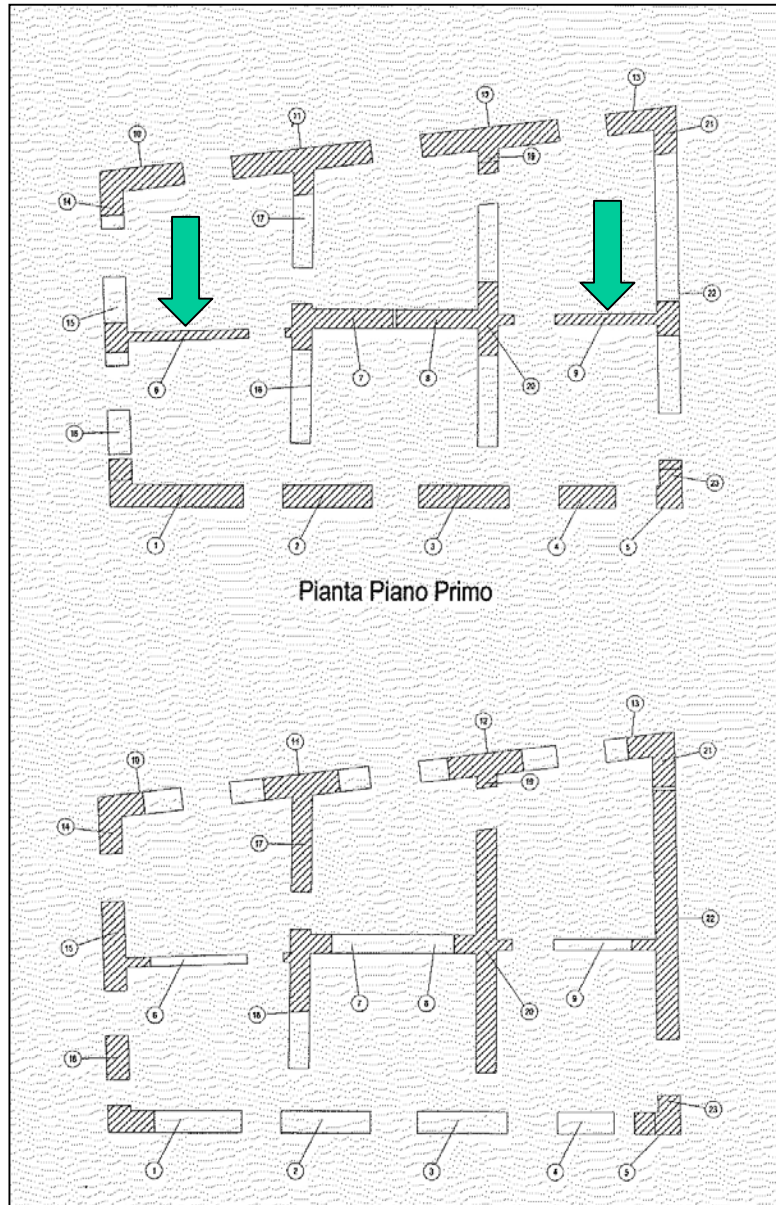


Pareti
in
dir.x

Pareti
in
dir.y

Difficoltà nella modellazione della struttura

Alcuni setti sono molto sottili

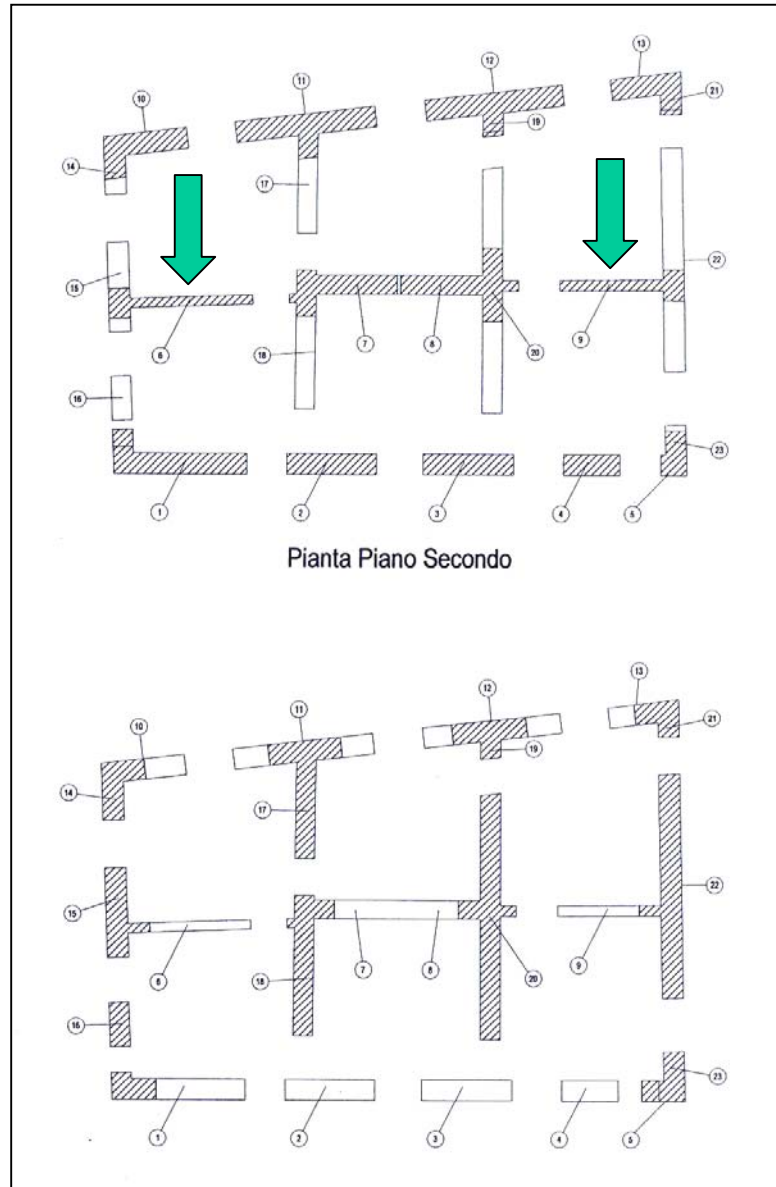


Pareti
in
dir.x

Pareti
in
dir.y

Difficoltà nella modellazione della struttura

Alcuni setti
scompaiono ai
piani superiori

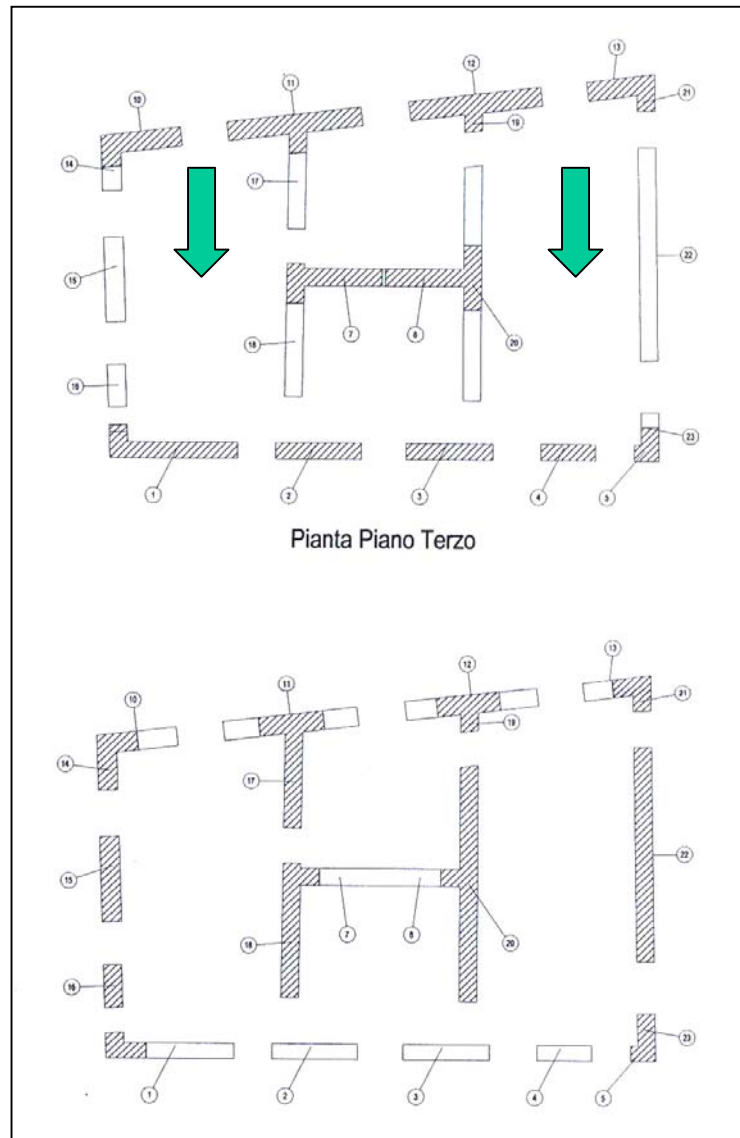


Pareti
in
dir.x

Pareti
in
dir.y

Difficoltà nella modellazione della struttura

I setti mancanti
in dir.x

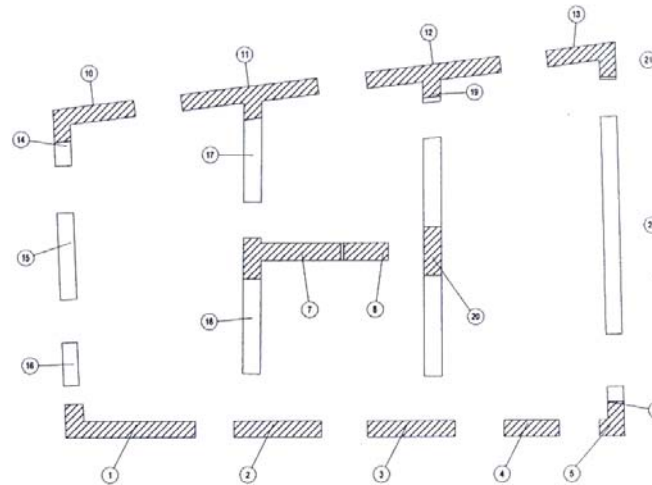


Pareti
in
dir.x

Pareti
in
dir.y

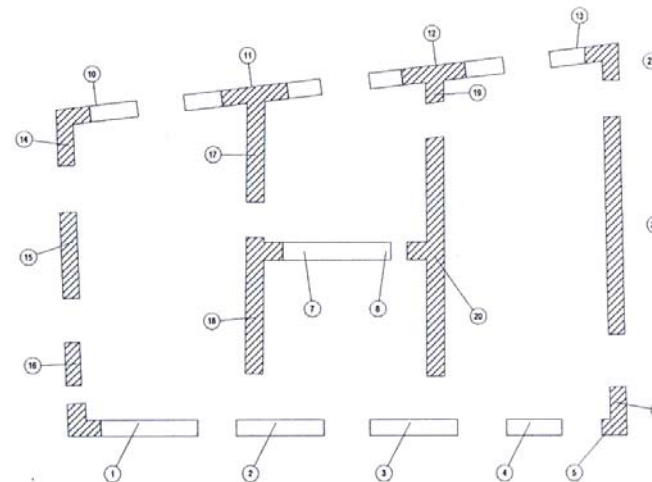
Difficoltà nella modellazione della struttura

I setti dell'ultimo piano
piano
(sesto livello)



Pianta Piano Quarto

Pareti
in
dir.x



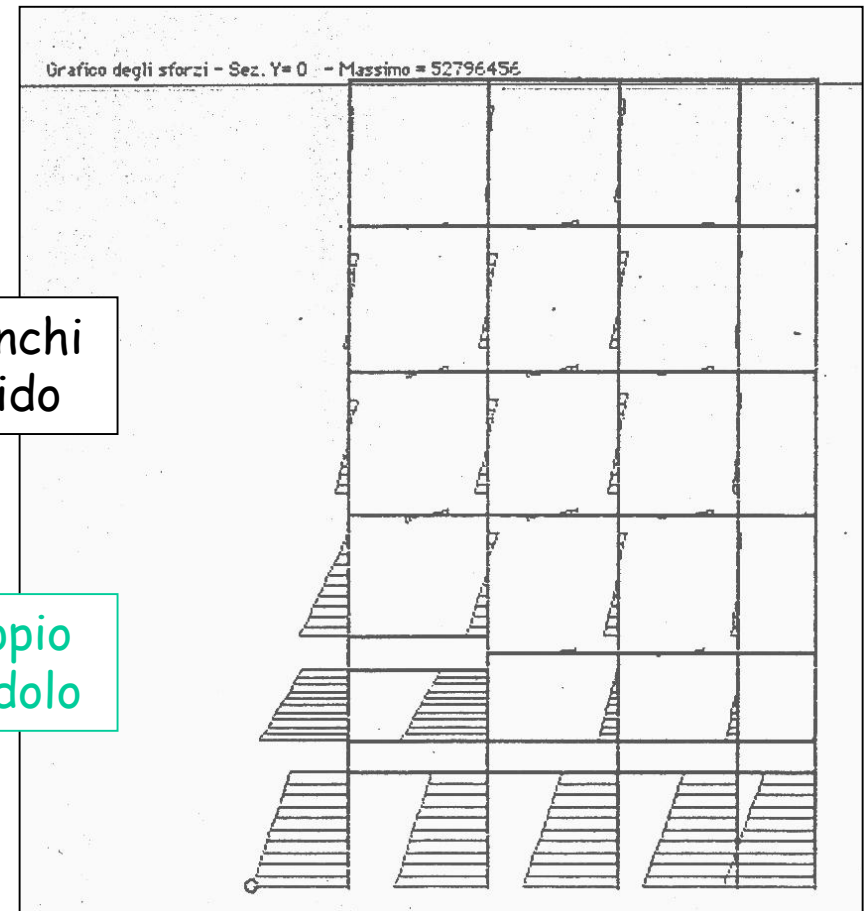
Pareti
in
dir.y

L'ANALISI STATICA LINEARE

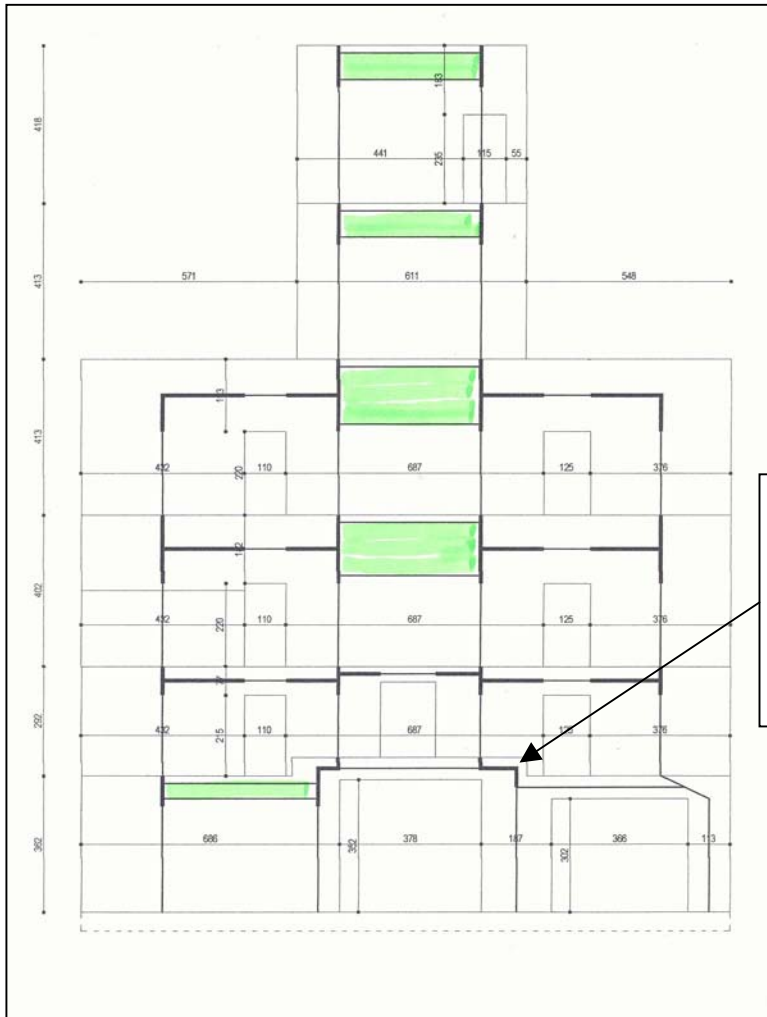
Le pareti sono schematizzate con telai piani

Lo schema della parete A

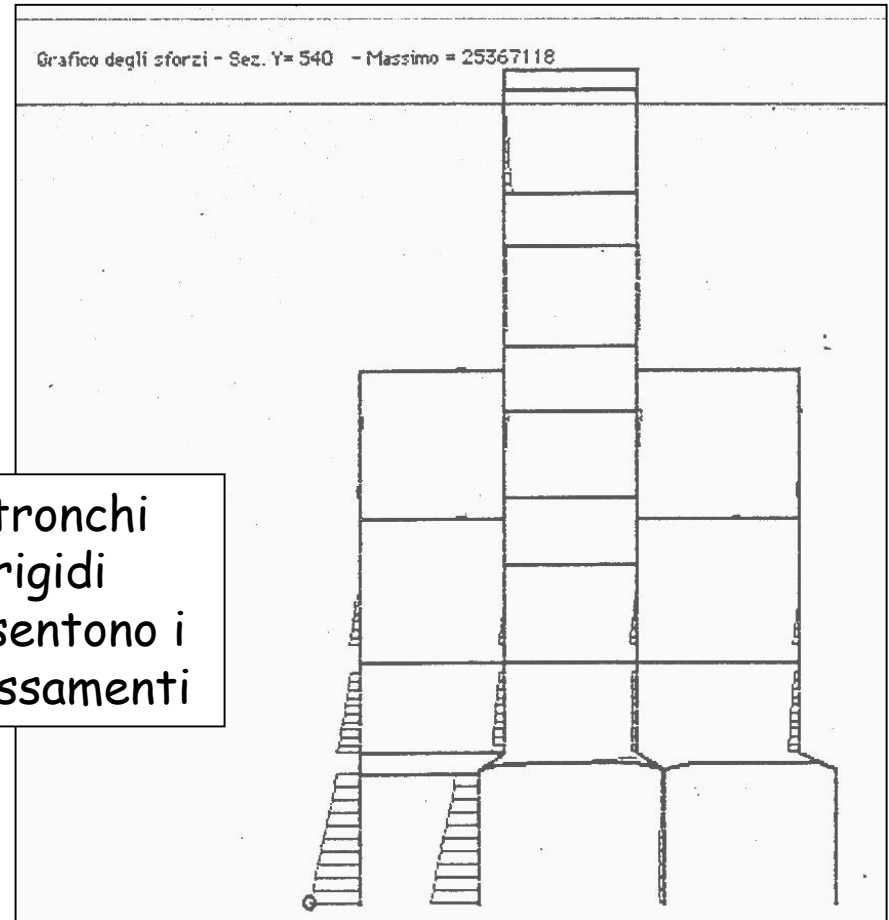
Il diagramma dei momenti



Lo schema della parete B



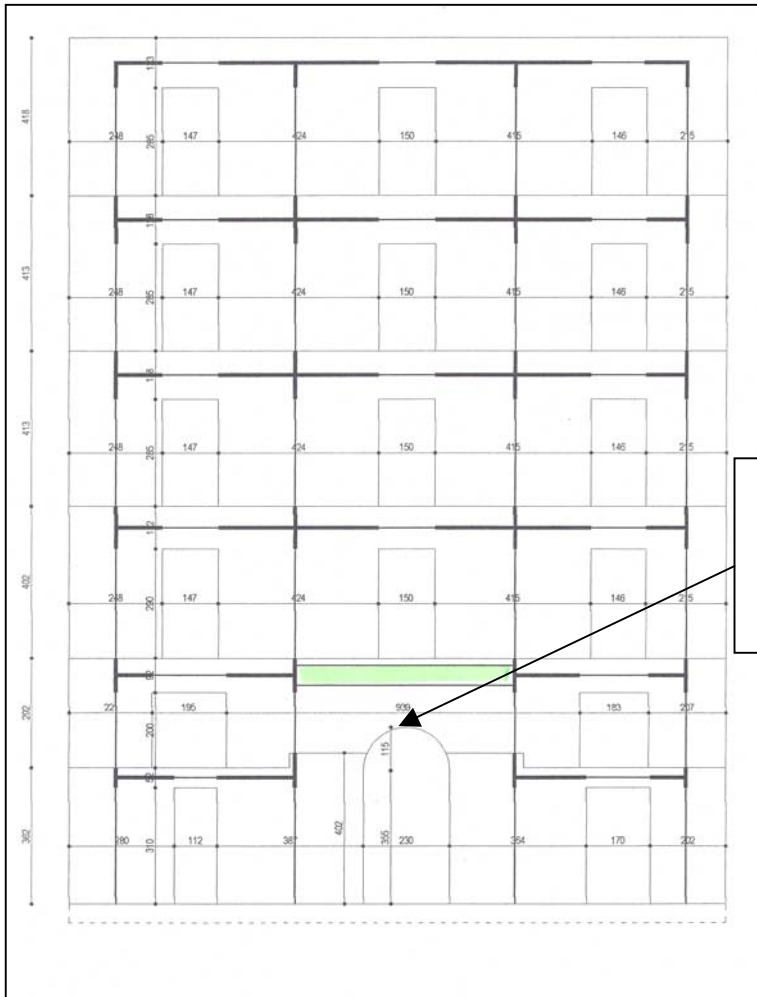
Il diagramma dei momenti



I tronchi
rigidi
consentono i
disassamenti

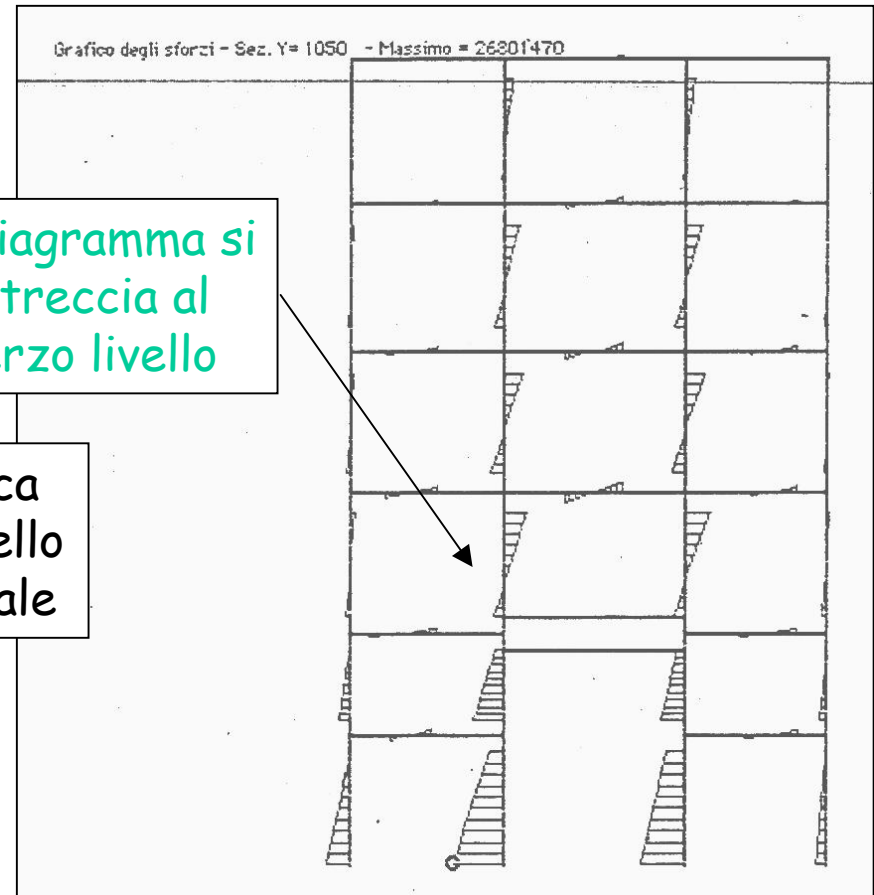
Lo schema della parete C

Il diagramma dei momenti



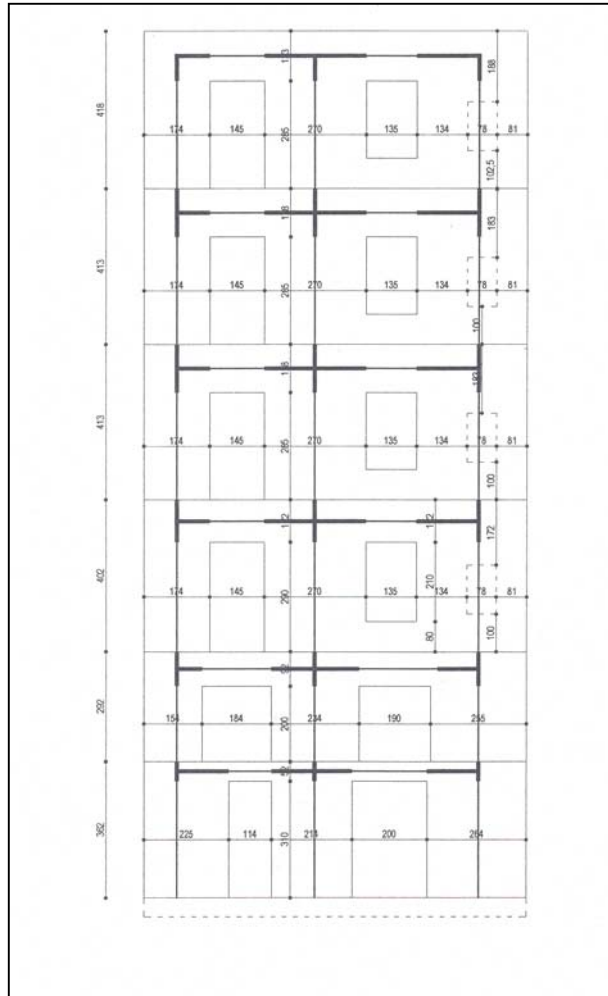
Il diagramma si
intreccia al
terzo livello

Manca
un livello
parziale

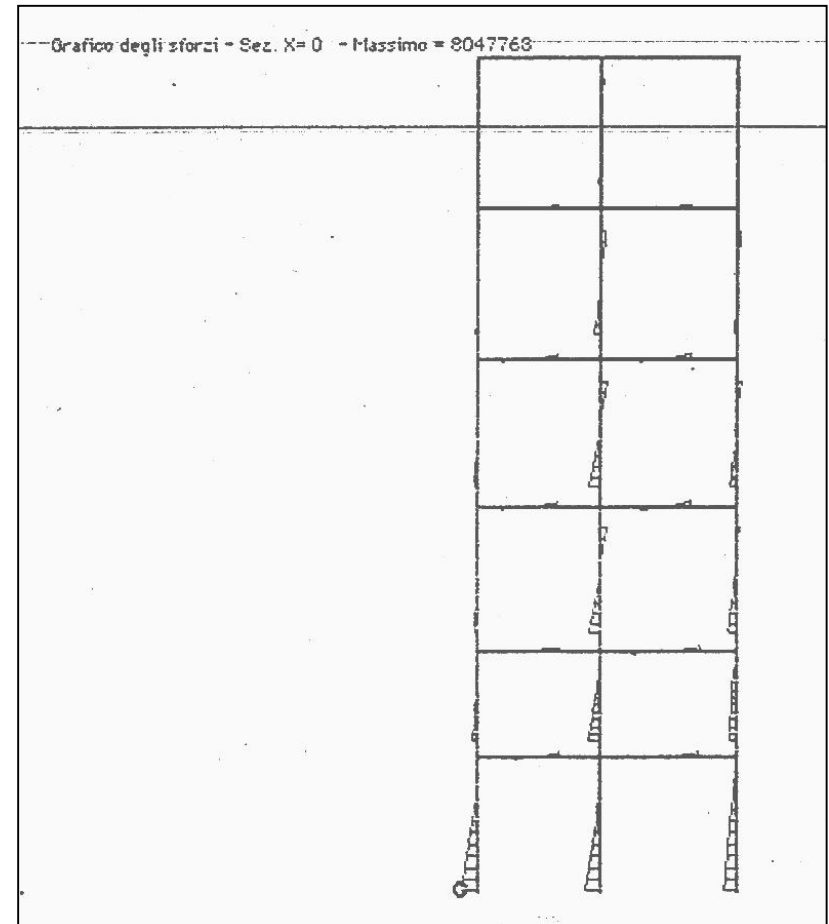


Una parete in dir.y abbastanza regolare

Lo schema della parete D

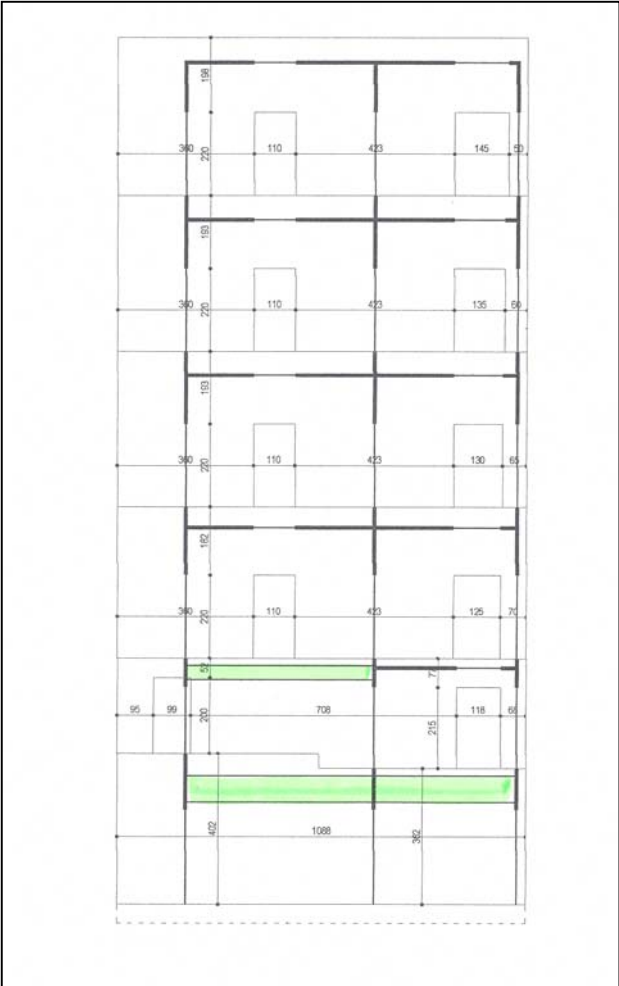


Il diagramma dei momenti

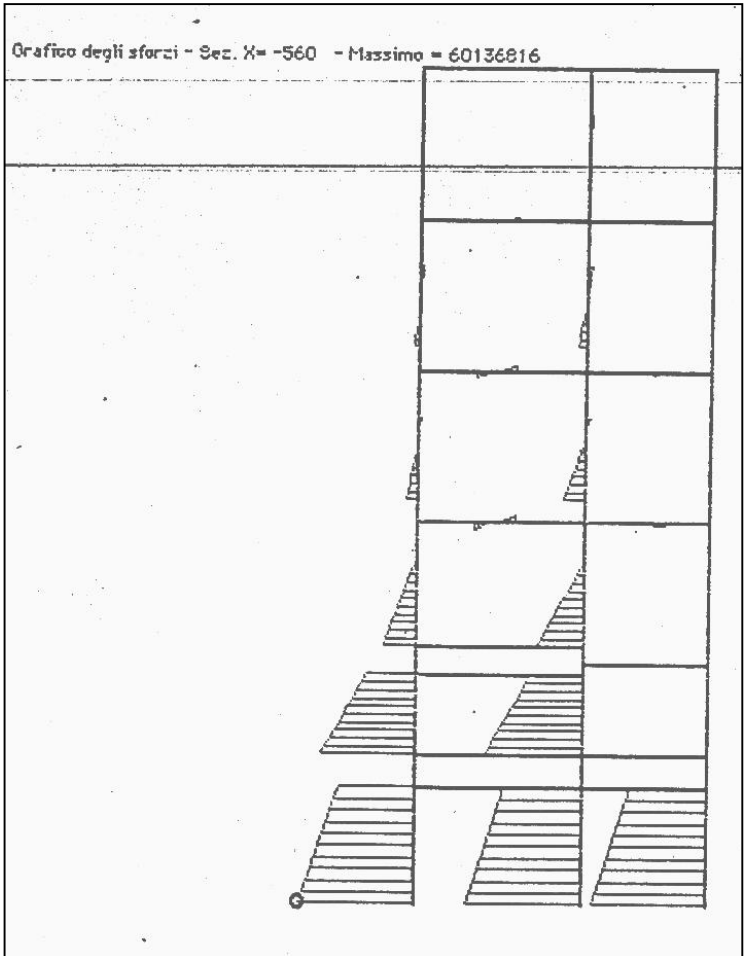


Le altre pareti in dir.y

Lo schema della parete E

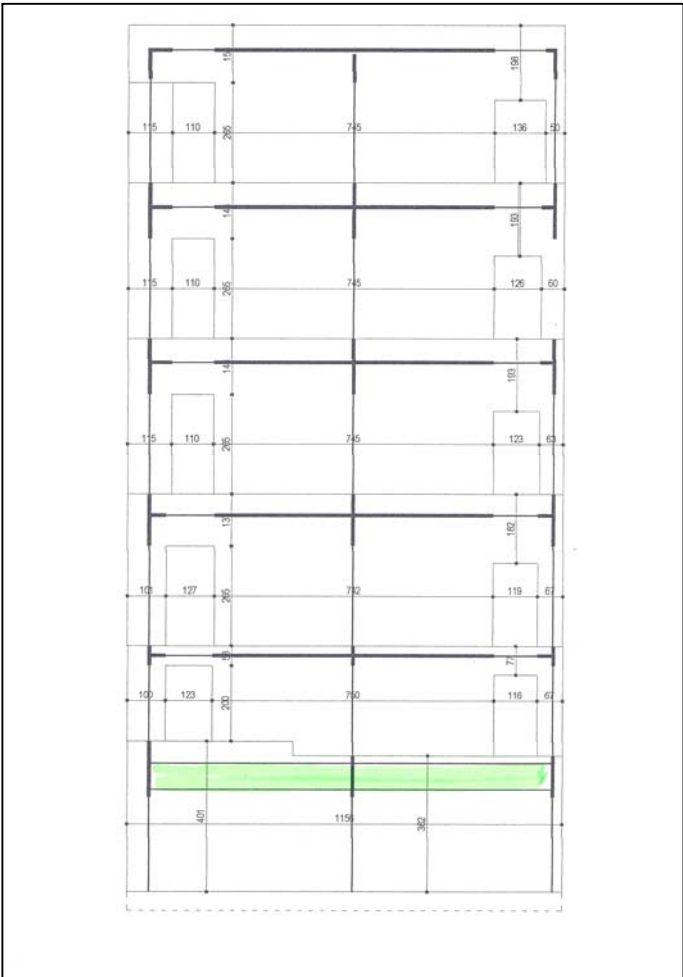


Il diagramma dei momenti

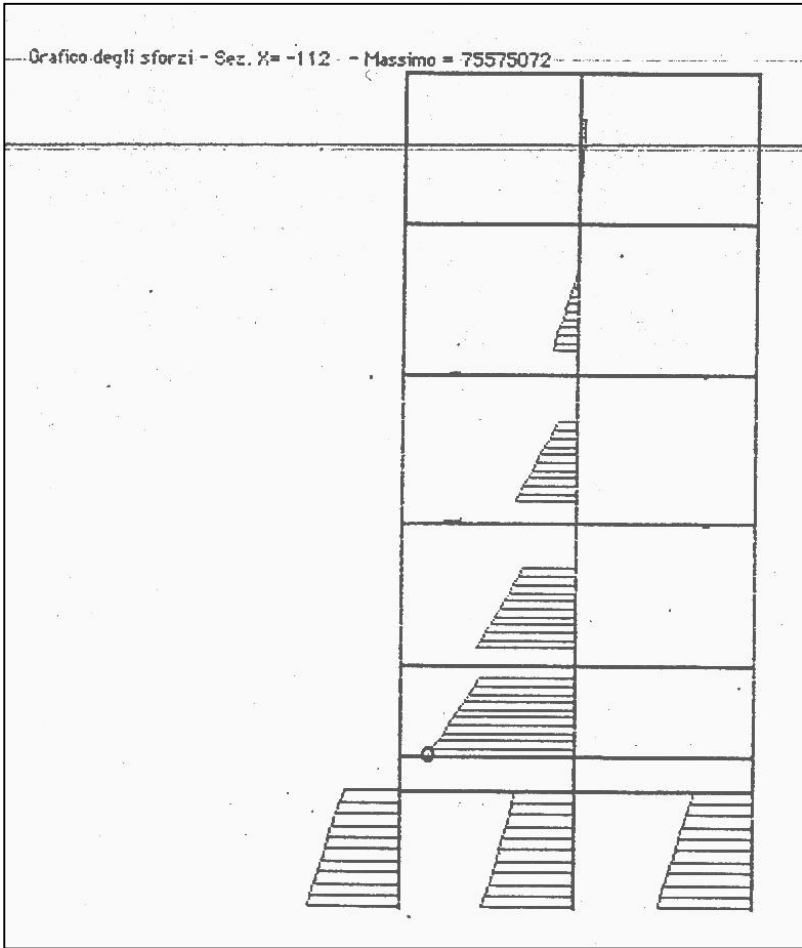


Le altre pareti in dir.y

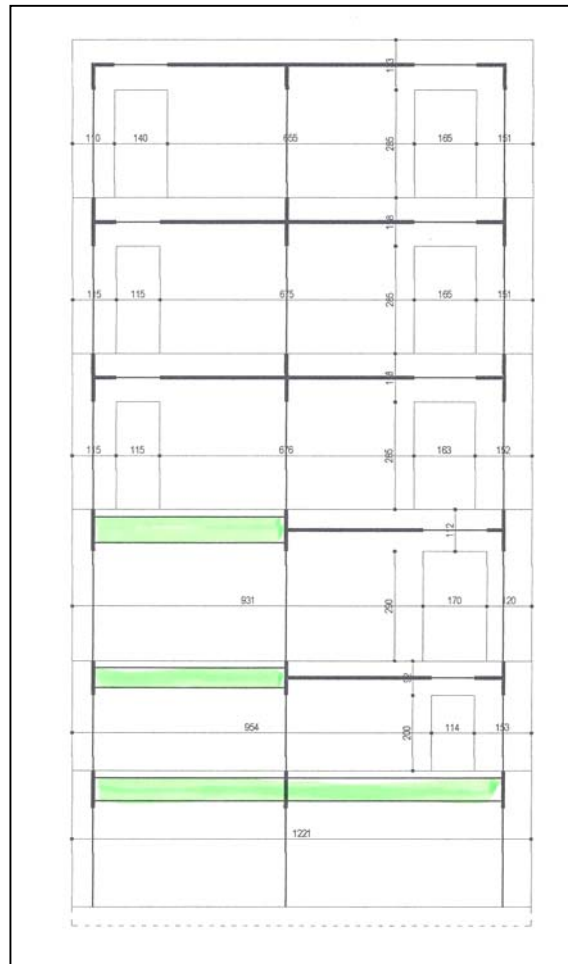
Lo schema della parete F



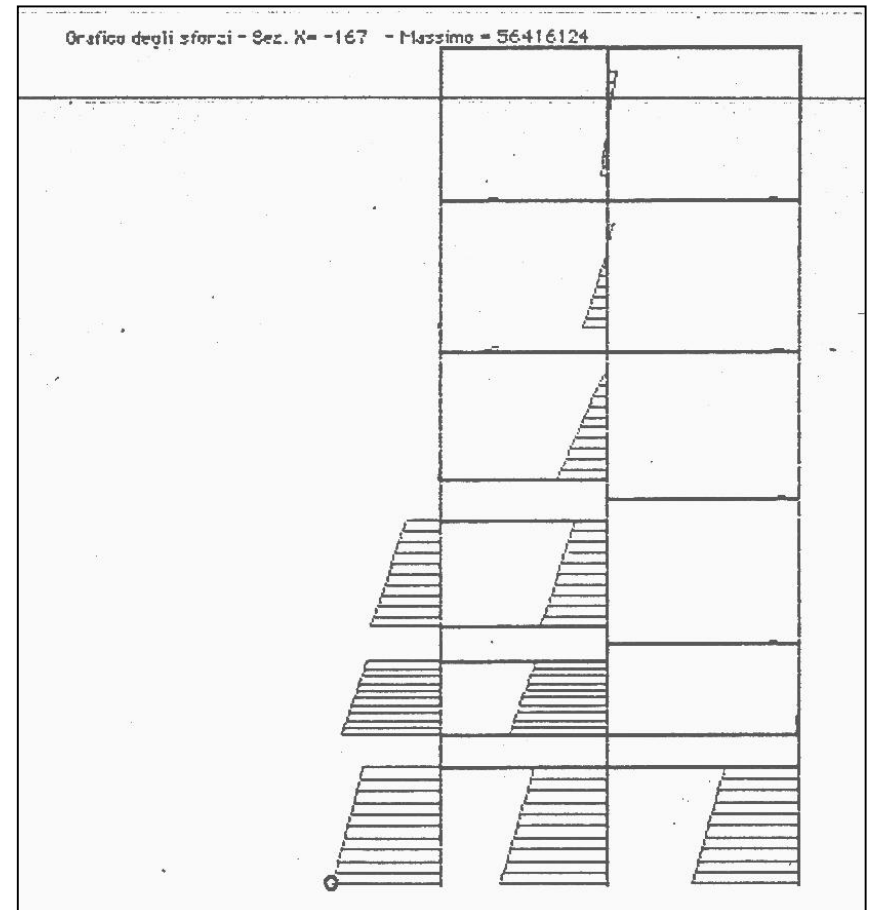
Il diagramma dei momenti



Lo schema della parete G



Il diagramma dei momenti



Caratterizzazione del materiale

Tufo giallo di ottima qualità

COMPRESSIONE

Resistenza media degli elementi: $f_{bm} = 5 \text{ MPa} (50 \text{ kg/cm}^2)$

Resistenza caratteristica $f_{bk} = 0,75 f_{bm} = 3,75 \text{ MPa}$

Malte tipo M3 (bestenda) $f_m \sim 5 \text{ MPa}$

Dalla Tabella D (D.M. 1987)

$$f_k = 2,6 \text{ MPa}$$

Livello di conoscenza accurato LC3

$$F.C. = 1$$

$$\gamma_m = 2$$

Resistenza di calcolo $f_d = f_k / \gamma_m / F.C. = 2,6 / 2 = 1,3 \text{ MPa}$

TAGLIO

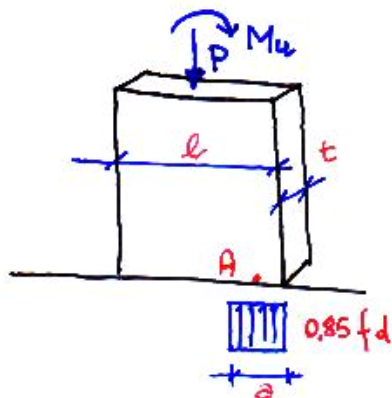
$$\tau_k = f_{vko} \text{ (edifici esistenti)}$$

Dalla Tabella E (D.M. 1987)

$$f_{vko} = 0,2 \text{ MPa} \quad \tau_{od} = f_{vdo} = 0,2 / 2 = 0,1 \text{ MPa}$$

Modulo elastico: $E = 2600 \text{ MPa}$

La verifica dei maschi murari agli stati limite



Equilibrio alla traslazione verticale
 $P = 0.85 f_d a t \Leftrightarrow a = P / (0.85 f_d t)$

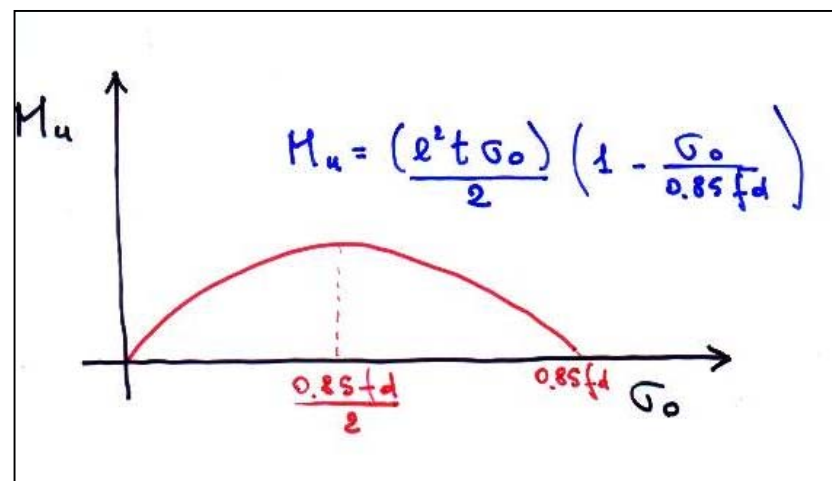
Equilibrio alla rotazione intorno al punto A

$$M_u = P(l - a)/2$$

esprimendo $P = \sigma_o l t$

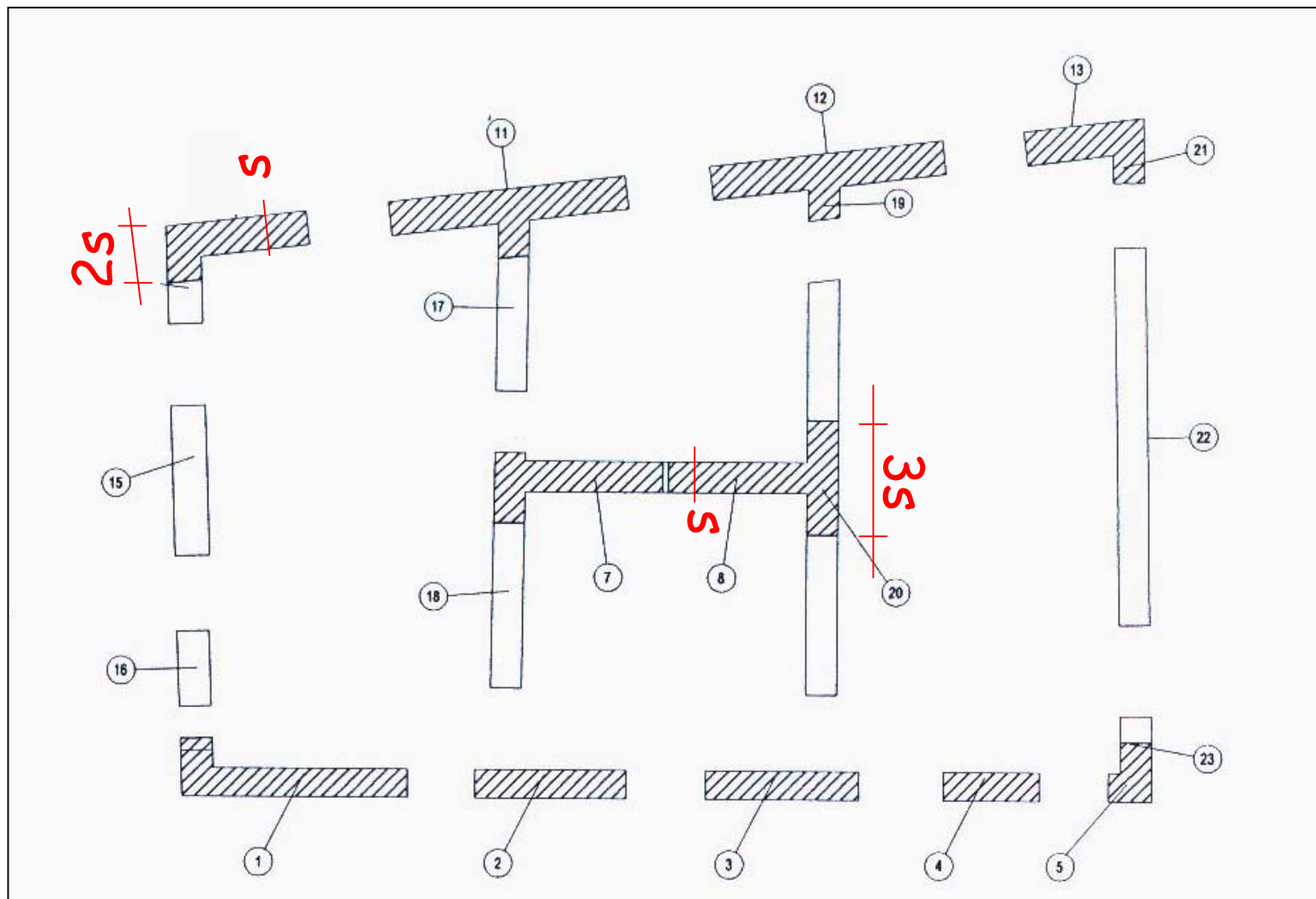
$$M_u = \sigma_o l^2 t (1 - \sigma_o / 0.85 f_d) / 2$$

Verifica a pressoflessione



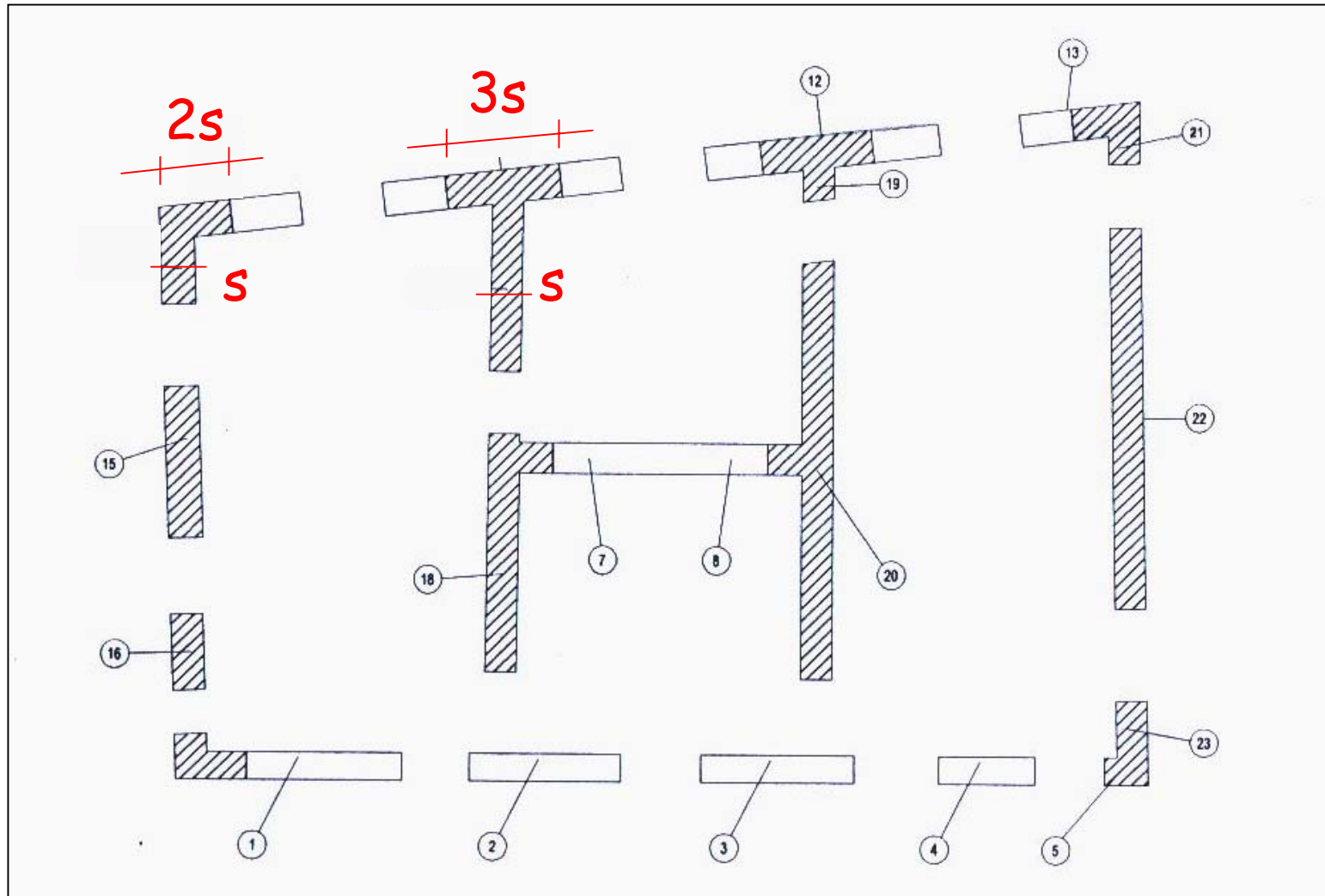
Si considerano le sezioni ad L o a T e si tiene conto di una parte dello sforzo normale agente sul maschio ortogonale

Maschi murari in dir.x



Si considerano le sezioni ad L o a T e si tiene conto di una parte dello sforzo normale agente sul maschio ortogonale

Maschi murari in dir.y



Il calcolo degli sforzi normali sui maschi per tener conto del maschio ortogonale (sezioni ad L o a T)

Maschio 8 (+ maschio 20) x 2,0X									
livello	s	Lort.	Nmin.ort.	Nmax.ort.	Nmin.	Nmax.	X	Nmin.tot.	Nmax.tot.
VI	50	740	48453	57098	8122	8525	0,14	14670	16241
VI	50	740	101940	118145	20198	21743	0,14	33974	37709
IV	55	740	156863	180818	33156	35842	0,15	56473	62720
III	55	740	201601	230233	48189	52960	0,15	78157	87184
II	52	745	239278	272302	58590	65477	0,14	91993	103490
I	70	880	299762	338184	65052	72148	0,16	112741	125950

Maschio 9 (+ maschio 22) x 2,0X									
livello	s	Lort.	Nmin.ort.	Nmax.ort.	Nmin.	Nmax.	X	Nmin.tot.	Nmax.tot.
VI	0	650	33147	37219	0	0	0,00	0	0
VI	0	670	73273	81322	0	0	0,00	0	0
IV	25	670	115844	127645	8669	9270	0,07	17314	18796
III	25	754	155879	169360	21317	24210	0,07	31654	35441
II	30	777	189805	204943	31802	36949	0,08	46459	52775
I	45	834	239637	256947	40386	46750	0,11	66246	74478

Maschio 10 (+ maschio 14) x 1,5X									
livello	s	Lort.	Nmin.ort.	Nmax.ort.	Nmin.	Nmax.	X	Nmin.tot.	Nmax.tot.
VI	45	169	8192	9228	9195	9413	0,40	12467	13099
VI	55	169	18280	20788	20452	21346	0,49	29376	31494
IV	58	169	28555	32503	32122	33686	0,51	46822	50418
III	62	169	36912	41493	46342	49534	0,55	66655	72367
II	70	149	42580	47297	57073	61358	0,70	87079	94688
I	87	220	55605	61246	71676	76158	0,59	104660	112488

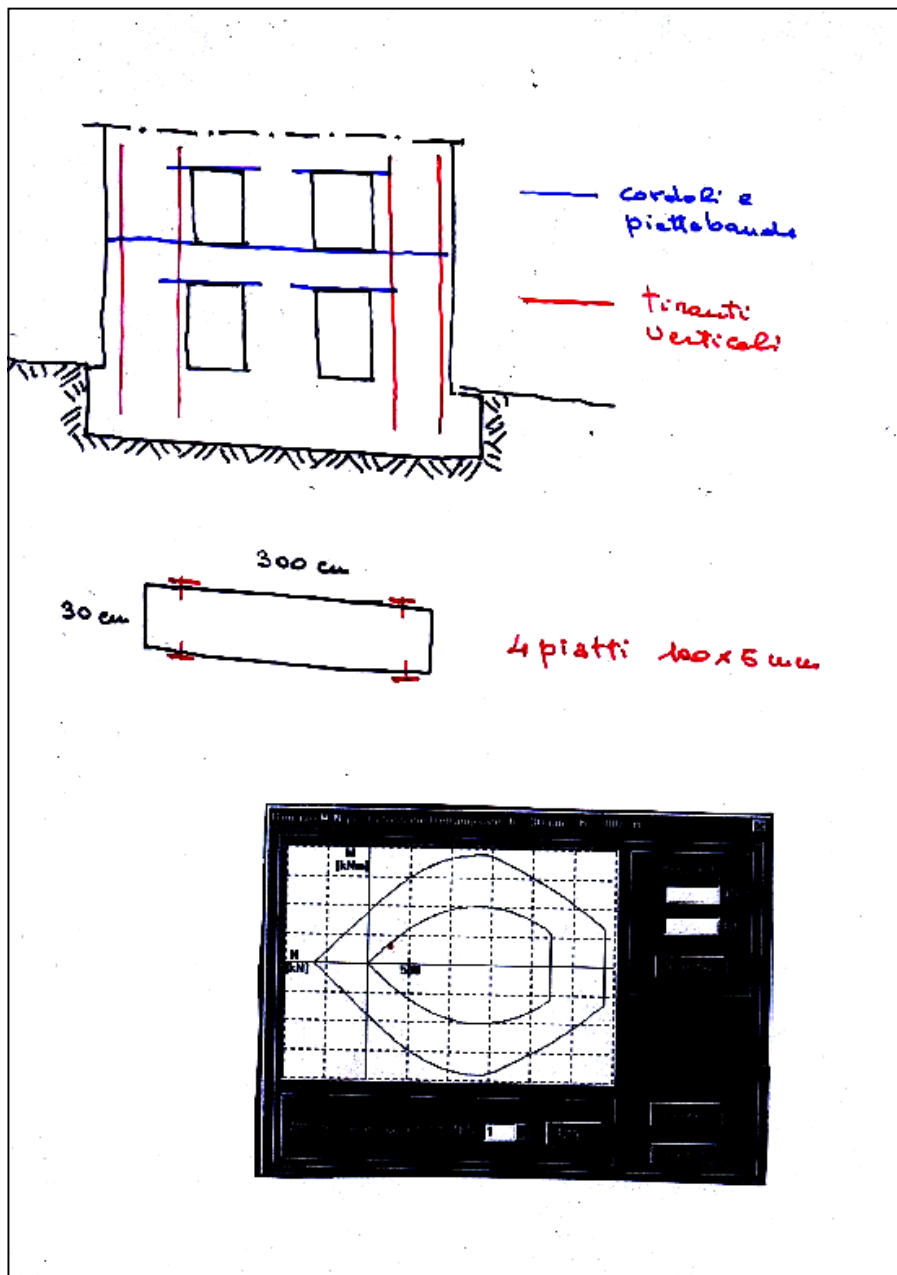
Le verifiche a pressoflessione dei maschi murari allo stato limite ultimo

PARETE F

Maschio	B	H	L ala	S ala	Nmax	Nmin	ΔN	M	$N_{max} + \Delta N$	$N_{min} + \Delta N$	Af sup	Af inf	Mres1	Mres2	$\sigma_{(1,5N)}$
	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[t]	[t]	[t]	[tm]	N1 [t]	N2 [t]	[cm ²]	[cm ²]	[tm]	[tm]	[kg/cm ²]
19#3 I	74	1150	222	87	520,7	466,1	0,0	1439,0	520,7	466,1	0	0	3109,3	3169,4	7,97
19 II	64	95	192	70	73,4	65,4	80,6	6,4	154,0	-15,2	4	6	12,6	6,4	7,32
19 III	55	95	165	62	52,3	46,0	68,2	6,5	120,5	-22,2	5	8	13,2	6,8	6,51
19 IV	55	100	165	58	38,0	33,7	42,2	8,7	80,2	-8,5	5	6	22,1	9,3	4,80
19 V	50	100	150	55	23,7	20,9	18,2	4,9	41,9	2,7	2	2	18,7	7,0	3,38
19 VI	50	100	150	45	11,2	9,9	4,9	1,7	16,1	5,0	0	0	14,5	3,6	1,77
20 II	64	745	0	0	300,0	264,1	16,1	756,0	316,1	248,0	2	2	1045,1	783,9	9,44
20 III	55	740	0	0	244,3	214,4	16,1	521,0	260,4	198,3	0	0	771,5	638,0	9,00
20 IV	55	740	0	0	190,4	165,7	16,1	315,0	206,5	149,6	0	0	757,9	762,1	7,02
20 V	50	740	0	0	123,5	106,9	11,2	130,0	134,7	95,7	0	0	554,7	656,1	5,01
20 VI	50	740	0	0	59,2	50,5	0,5	37,7	59,7	50,0	0	0	399,9	358,3	2,40
3 II	192	65	0	0	42,0	39,5	64,5	3,2	106,5	-25,0	6	6	8,0	3,2	5,05
3 III	165	65	0	0	35,1	32,9	52,1	4,3	87,2	-19,2	6	6	10,7	4,5	4,90
3 IV	165	60	0	0	23,6	22,1	26,1	3,1	49,7	-4,0	3	3	11,0	3,6	3,58
3 V	150	57	0	0	14,3	13,4	7,0	1,5	21,3	6,4	0	0	10,3	15,1	2,50
3 VI	150	47	0	0	5,1	4,9	5,5	0,3	10,6	-0,6	2	2	3,9	1,9	1,09

Le verifiche soddisfatte sono quelle per cui risulta $A_f = 0$,
cioè non c'è necessità di armatura

In genere la condizione più severa è quella con il carico assiale minimo.
Il problema è quasi sempre di trazione e non di compressione



Risulta la necessità di “armare” i maschi murari più sollecitati (quasi tutti quelli dei livelli più bassi)

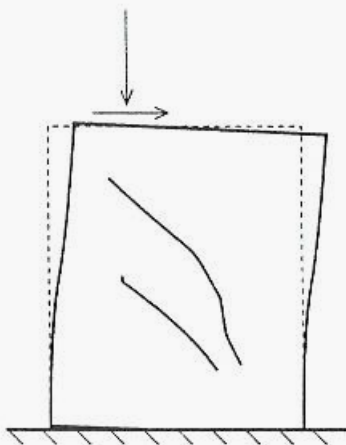
La verifica è quindi svolta allo stato limite ultimo come per una sezione in c.a.

In EC6 il diagramma σ - ϵ della muratura è uguale (a meno della resistenza) a quello del calcestruzzo.

La verifica dei maschi murari agli stati limite

Verifica a taglio

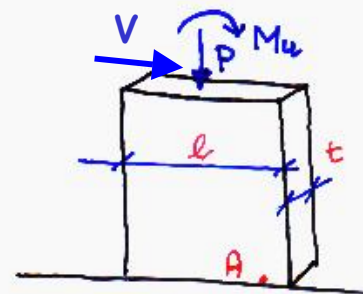
Rottura per trazione diagonale



$$\tau_{ult} = \frac{f_{tu}}{k} \sqrt{1 + \frac{\sigma_m}{f_{tu}}} = \tau_k \sqrt{1 + \frac{\sigma_m}{k\tau_k}}$$

$$V_{ult} = \tau_{ult} l t = \frac{f_{tu}}{k} l t \sqrt{1 + \frac{\sigma_m}{f_{tu}}}$$

La formula dell'Ordinanza per edifici esistenti



$$\sigma_m = P / (l t) \quad \tau_k = f_{vod}$$

$$V_t = \tau_{ult} l t = \frac{1,5 \tau_k}{b} l t \sqrt{1 + \frac{\sigma_m}{1,5 \tau_k}}$$

$$b = h/l \quad 1,0 < b < 1,5$$

Le verifiche a taglio dei maschi murari allo stato limite ultimo

PARETE C

Maschio	(N1)	(N2)	T	T1ult	T2ult	ΔT	Af T
	[kg/cm2]	[kg/cm2]	[t]	[t]	[t]	[t]	[cm2]
10 I	9,11	-2,18	39,9	85,8	26,3	13,6	7
10 II	11,02	-1,88	28	63,6	16,6	11,4	6
10 III	9,05	-1,70	21,2	53,7	16,6	4,6	2
10 IV	6,31	-0,74	17,7	37,4	15,5	2,2	1
10 V	3,61	0,11	14,1	23,4	7,8	6,3	3
10 VI	1,61	0,36	5,3	11,9	7,3	-2,0	0
11 I	5,87	5,24	60	83,3	76,3	-16,3	0
11 II	8,05	3,91	56,9	81,5	46,7	10,2	5
11 III	7,48	1,61	68,6	79,0	28,3	40,3	20
11 IV	5,52	1,27	64,7	58,1	23,6	41,1	20
11 V	3,50	0,99	52,1	39,6	20,3	31,8	16
11 VI	1,78	0,56	25,3	21,6	13,9	11,4	6
12 I	6,65	4,50	44,7	86,5	64,0	-19,3	0
12 II	8,61	3,60	46,4	83,8	42,9	3,5	2
12 III	8,07	1,29	66,6	82,4	24,9	41,7	20
12 IV	5,81	0,94	62,5	59,1	20,5	42,0	20
12 V	3,68	0,81	50,1	40,0	18,5	31,6	15
12 VI	1,87	0,48	24,2	21,7	13,1	11,1	5
13 I	13,95	-3,18	16	89,1	18,9	-2,9	0
13 II	13,44	-3,35	21,4	71,1	15,6	5,8	3
13 III	11,30	-2,78	19,4	56,2	14,3	5,1	2
13 IV	7,98	-1,05	14,5	39,1	13,4	1,1	1
13 V	4,49	0,11	11,6	23,6	6,8	4,8	2
13 VI	1,95	0,49	4,5	11,3	6,7	-2,2	0

Le verifiche soddisfatte sono quelle per cui risulta $A_f = 0$ cioè non c'è necessità di armatura

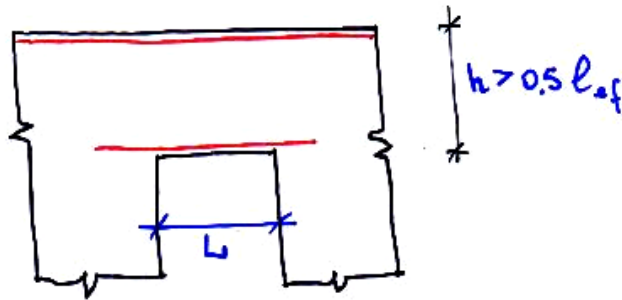
La condizione più severa è sempre quella con il carico assiale minimo

L'armatura può essere calcolata per l'eccedenza di taglio rispetto a quello sopportabile dall'elemento murario

La verifica delle fasce di piano agli stati limite per flessione e taglio

a) in assenza di cordoli di piano, piattabande etc. risulteranno strutturalmente deboli e configureranno lo schema "a fasce di piano deboli."

b) in presenza di cordoli, piattabande etc. si può fare riferimento ai contenuti del ECG



$$l_{ef} = 1.15 L$$

$$M_{Rd} = A_s \cdot f_{yk} \cdot z / \gamma_s \quad (\text{acciaio})$$

$$M_{Rd} = 0.4 \cdot f_{tk} \cdot b d^2 / \gamma_m \quad (\text{muratura})$$

ove z "braccio della coppia interna" =

$$= \min (0.7 l_{ef}; 0.4 h + 0.2 l_{ef})$$

ove d "altezza utile efficace" $d = 1.25 z$

Verifica a flessione

Verifica a taglio

In assenza di armature a taglio:

$$V_d \leq V_{rd1}$$

$$V_{rd1} = f_{vk} b d / \gamma_m$$

Con armature a taglio:

$$V_{rdmax} = 0.3 f_{bd} t d$$

La verifica delle fasce di piano agli stati limite per flessione e taglio

PARETE B

Trave	B	H	L	T	M	Z	tipo	Af fless.	Mres.	Vrd1	Vrd max.	Af tagli.
	[cm]	[cm]	[cm]	[t]	[tm]	[cm]		[cm ²]	[tm]	[t]	[t]	[cm ² /m]
6 - 7 II	27	77	130	11,3	7,7	56,8	tozza	4,6	13,6	1,9	14,4	4,8
6 - 7 III	23	182	130	29,5	21,0	91,0	tozza	7,7	29,8	2,6	19,6	8,5
6 - 7 IV	23	193	130	21,5	16,2	91,0	tozza	5,9	29,8	2,6	19,6	6,0
7 - 8 I	75	50	400	13,9	29,5	40,5	snella	24,9	18,8	3,4	25,3	8,4
8 - 9 I	42	60	386	3,7	7,9	49,5	snella	5,4	15,1	2,3	17,3	0,9
8 - 9 II	30	72	145	7,9	5,9	60,3	snella	3,2	15,6	2,0	15,1	3,2
8 - 9 III	25	182	145	24,7	19,1	101,5	tozza	6,3	40,2	3,2	23,8	6,1
8 - 9 IV	25	178	145	15,9	12,8	100,2	tozza	4,3	39,2	3,1	23,5	3,7

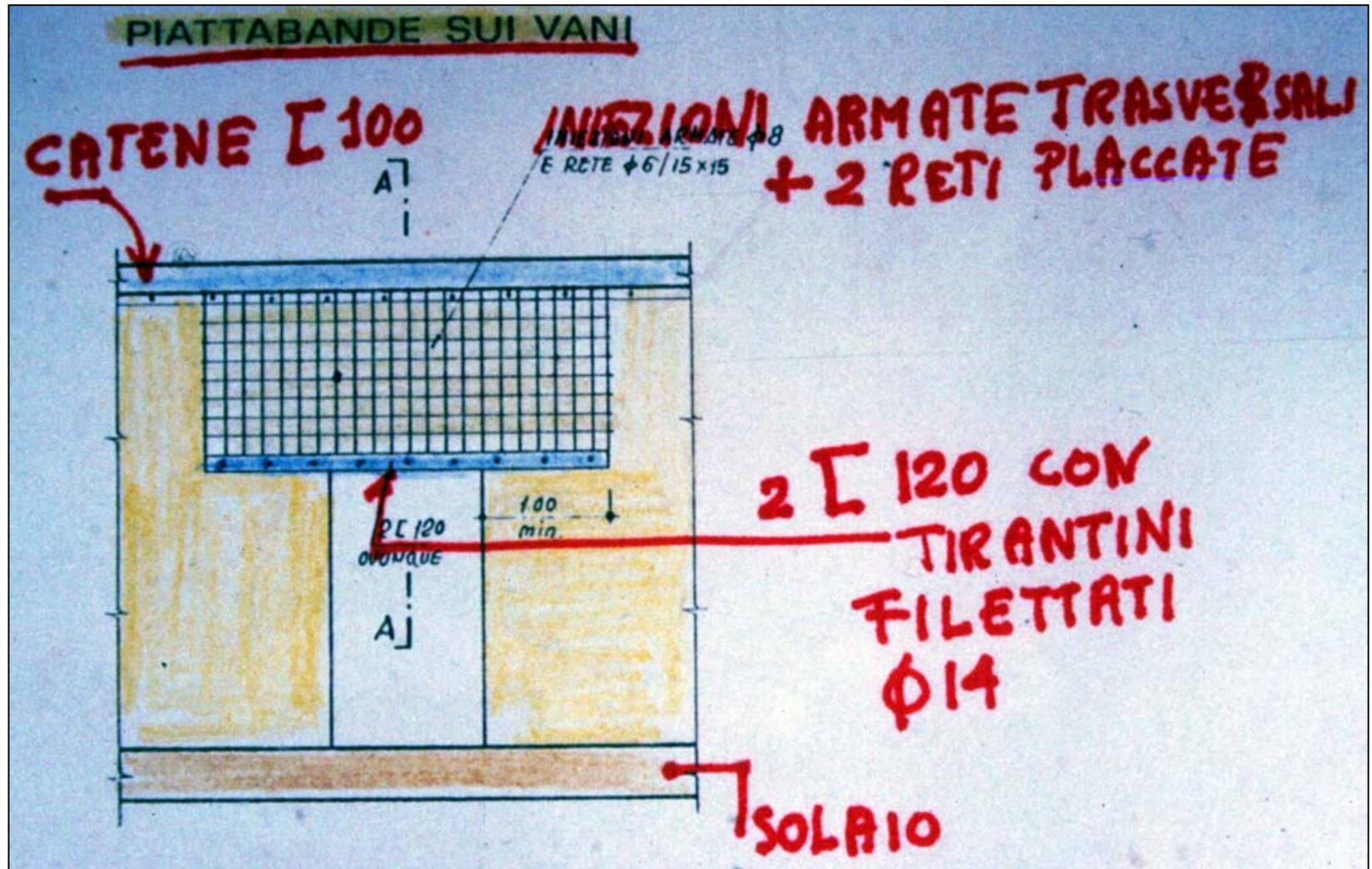
E' necessario armare, anche a taglio, quasi tutte le fasce di piano

Nei pochi casi in cui il taglio agente è maggiore di V_{rdmax} occorre consolidare la muratura (aumentare la resistenza a compressione f_{bk})

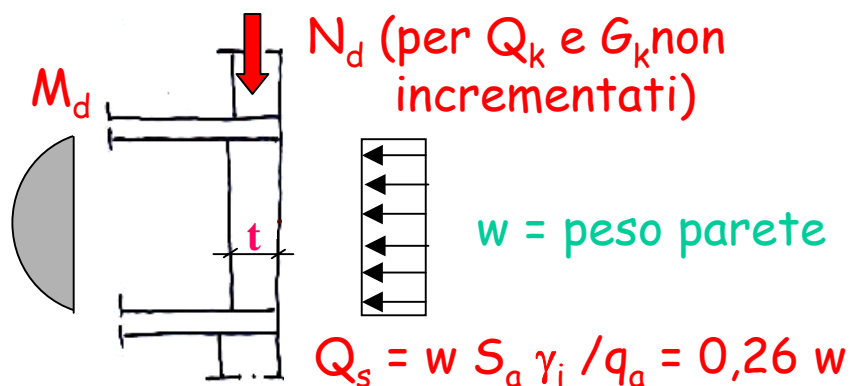
Nei pochi casi in cui il momento è maggiore di M_{res} (M_{rd} lato muratura) occorre consolidare la muratura (aumentare la resistenza a compressione f_{bk})

Interventi sulla fasce di piano

Incremento della resistenza a flessione e a taglio



La verifica dei maschi murari al di fuori del piano (per sisma trasversale)



Queste verifiche sono quasi sempre soddisfatte.
Qualche problema solo ai piani alti o per setti molto sottili (eccentricità troppo alte)

Maschio 13

livello	s	h	n.min	n.max	M	e.min	e.max	m.max	m.min	h°/s	Φ_{max}	Φ_{min}	σ_{min}	σ_{max}
VI	45	3,82	2564,39	2664,39	434,12	0,17	0,16	2,257	2,172	8,489			0,000	0,000
VI	55	3,77	7613,66	8063,93	507,40	0,07	0,06	0,727	0,686	6,855	0,600	0,613	0,231	0,239
IV	58	3,77	13260,40	14074,06	532,77	0,04	0,04	0,416	0,392	6,500	0,723	0,763	0,316	0,318
III	62	3,66	20359,59	22101,89	534,02	0,03	0,02	0,254	0,234	5,903	0,819	0,829	0,401	0,430
II	70	3,06	28364,04	30953,39	417,85	0,01	0,01	0,126	0,116	4,371	0,908	0,913	0,446	0,484
I	87	3,66	36042,91	38896,37	733,28	0,02	0,02	0,14	0,13	4,207	0,902	0,907	0,459	0,493

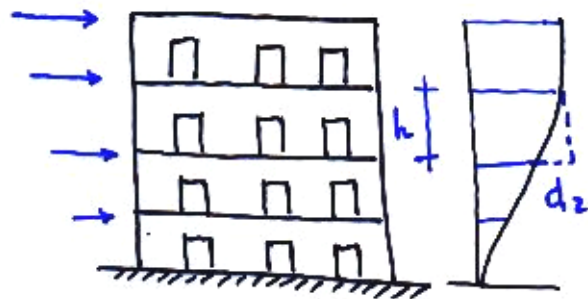
Maschio 14

livello	s	h	n.min	n.max	M	e.min	e.max	m.max	m.min	h°/s	Φ_{max}	Φ_{min}	σ_{min}	σ_{max}
VI	45	3,82	3874,49	4569,79	434,12	0,11	0,09	1,494	1,267	8,489	0,308	0,387	0,280	0,262
VI	55	3,77	10771,74	12513,41	507,40	0,05	0,04	0,514	0,442	6,855	0,636	0,703	0,308	0,324
IV	58	3,77	18090,32	20870,60	532,77	0,03	0,03	0,305	0,264	6,500	0,780	0,801	0,400	0,449
III	62	3,66	24094,35	27343,29	534,02	0,02	0,02	0,214	0,189	5,903	0,818	0,831	0,475	0,531
II	69	3,06	34782,16	38848,54	412,28	0,01	0,01	0,103	0,092	4,435	0,862	0,925	0,585	0,609
I	85	3,66	28264,35	31415,74	717,33	0,03	0,02	0,179	0,161	4,306	0,881	0,890	0,377	0,415

Qui le verifiche sono state svolte secondo il D.M.87 (con i coeff. ϕ)

La verifica per lo stato limite di danno

Stato limite di danno [SLD]



$$d_r < 0.003 h$$

Le azioni sismiche si determinano
sulla base dello specifico spettro di progetto
(spettro elastico / 2.5)

suolo tipo A parete D piano IV $d_r = 0,29$

suolo tipo B " " $d_r = 0,45$

$$h = 400 \text{ cm} \quad d_{2max} = 1.2 \text{ cm}$$

E' opportuno
considerare
le sezioni parzializzate
(inerzia dimezzata).

Ne consegue che gli
spostamenti
calcolati devono essere
raddoppiati