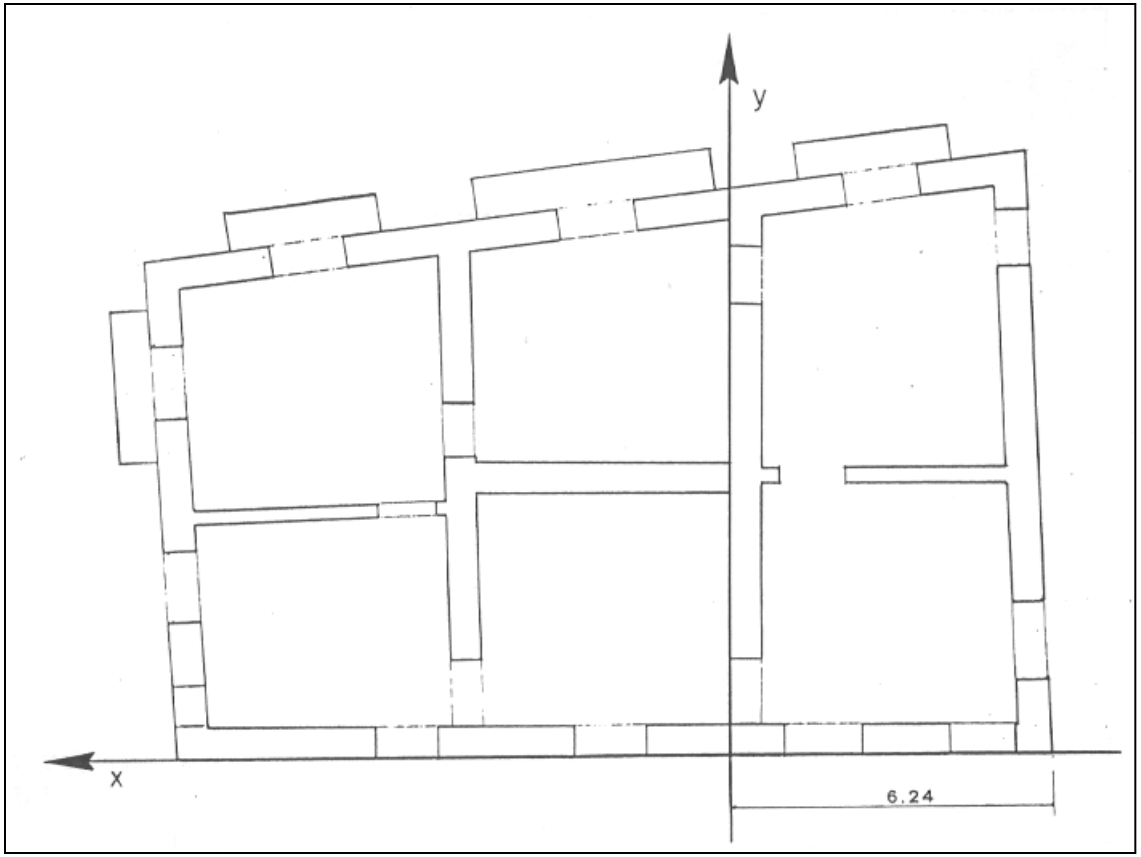
VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA SISMICA E PROGETTO DI INTERVENTI IN EDIFICI ESISTENTI IN MURATURA

Parte 7:

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

Prof. Ing. Bruno Calderoni - Di.St. – Università di Napoli Federico II

EDIFICIO IN CASTELLAMARE DI STABIA



- Muratura di tufo

- Solai con travi in acciaio e spaccatelle di tufo

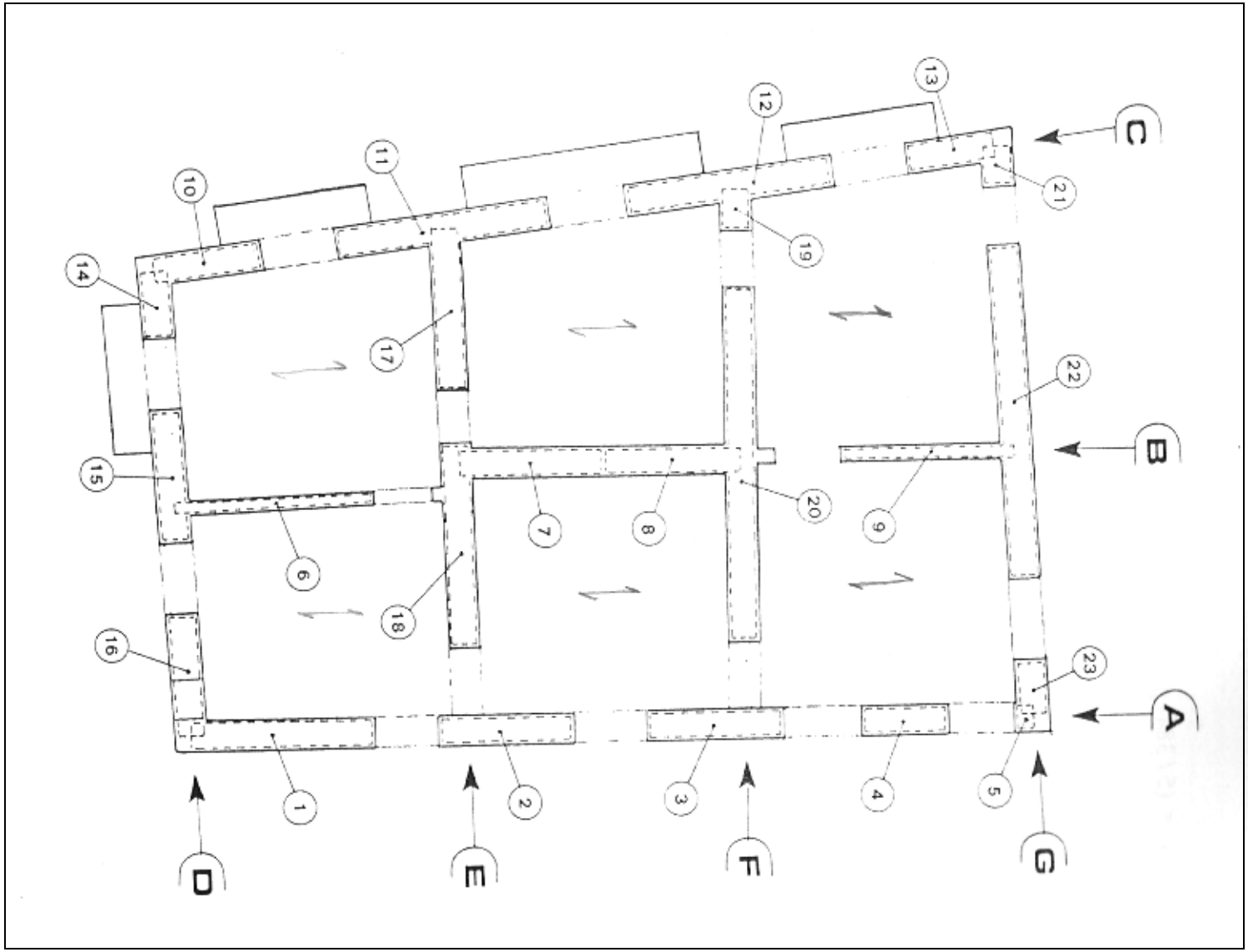
- 6 Piani
- H_{tot} = 23,50m
- Interpiano medio 3,9 m

- 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,	1,702	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+0,68x0,55x1,9	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+0,65x0,59x1,9	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+0,63x0,61x1,8	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]

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

$\psi_{Ei} = \psi_{2i} \cdot \varphi$ $\quad$ $\psi_{2i} = 0.30$

$\varphi = 0.50$ (1.0 in copertura)

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

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

Valutazione approssimata delle azioni sismiche globali

Confronto tra D.M. e Ordinanza

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

$\gamma_I = 1$ (coeff. di importanza sismica)
murature di tufo (impalcati rigidi)

Piani 6 Superficie ~ 190 m²
$H = 23{,}50$ $\Delta h = 3{,}90$ m (interpiano medio)

$W \simeq 4.6$ kN m^{-3} (vuoto x pieno)
$W_t \simeq 21'080$ kN

$T_1 = 0.05 \cdot 23.50^{0.75} = 0.53$ sec

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

Non tutte le pareti verticali esistono a tutti i piani

Determinazione del tagliente [F_b] alla base

a) D.M. 96 ($\varepsilon = 1$)

$F_b = \frac{S-2}{100} W_t \cdot \beta_1 \beta_2 = 0.07 \cdot 21080 \cdot 4 = 5900$ kN $\boxed{0{,}28g}$

b) Ordinanza 3274 suolo A

$T_c < T_1 < T_D$ $S_d(T_1) = a_g S \frac{2.5}{q}\left(\frac{T_c}{T_1}\right) = \boxed{0{,}21g}$ $S = 1$ $T_c = 0.4$ sec

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

c) Ordinanza 3274 suolo B

$T_c < T_1 < T_D$ $S_d(T_1) = a_g S \frac{2.5}{q}\left(\frac{T_c}{T_1}\right) = \boxed{0{,}32g}$ $S = 1.25$ $T_c = 0.5$ sec

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

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

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

Calcolo delle Azioni Orizzontali

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.

Ftot = 615 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

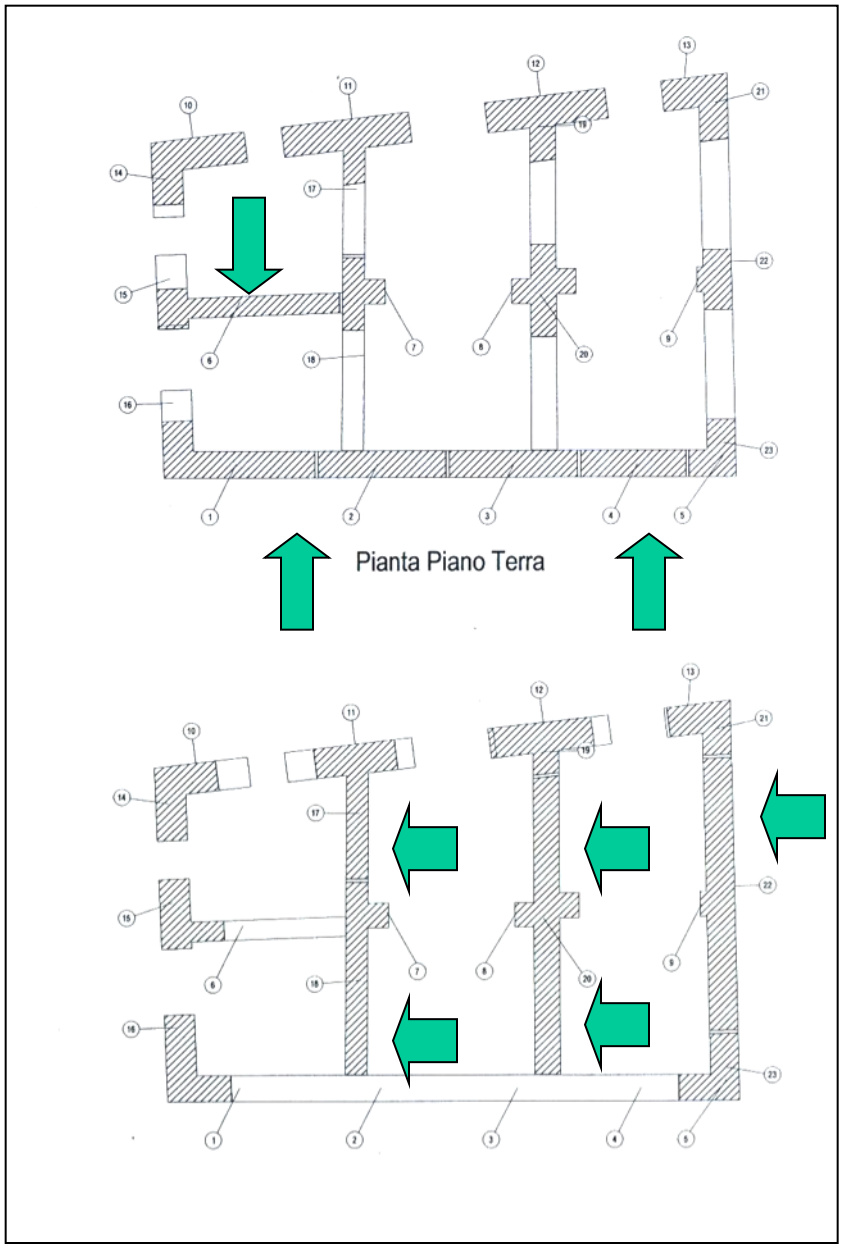
Livello Numero	Peso Sismico	Altezza h [m]	W*h	Y	F [t]	Xg	Yg
VI	188,5210	23,50	4430,2426	0,1715	117,29	2,4163	5,7200
V	344,7856	19,32	6661,2582	0,2579	176,38	2,8017	5,7674
IV	375,2827	15,19	5700,5437	0,2207	150,94	2,5558	5,7563
III	400,9116	11,06	4434,0819	0,1717	117,43	2,4682	5,7356
II	407,7180	7,04	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		

$\lambda = 0.85$ → Fb = 581 t

$\lambda = 1.00$ → Fb = 684 t

Difficoltà nella modellazione della struttura

Alcuni setti si suddividono in più parti ai piani superiori



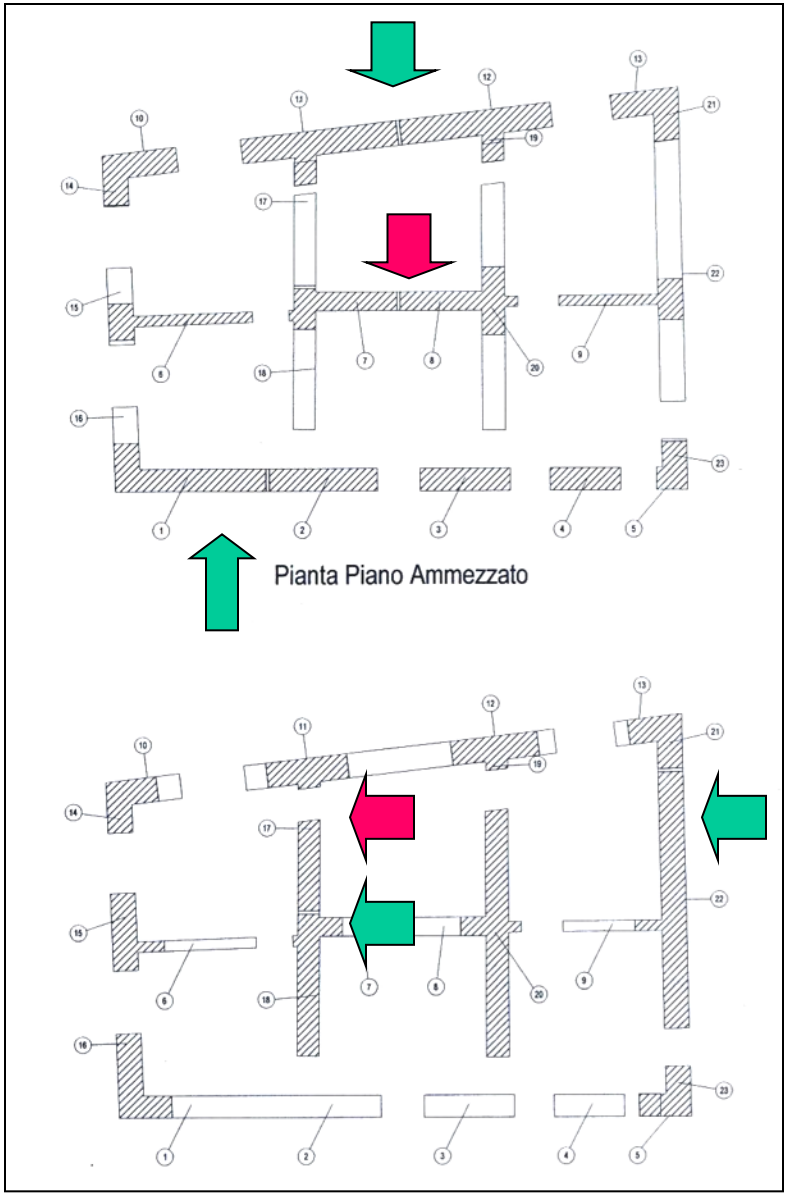
Pareti in dir.x

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

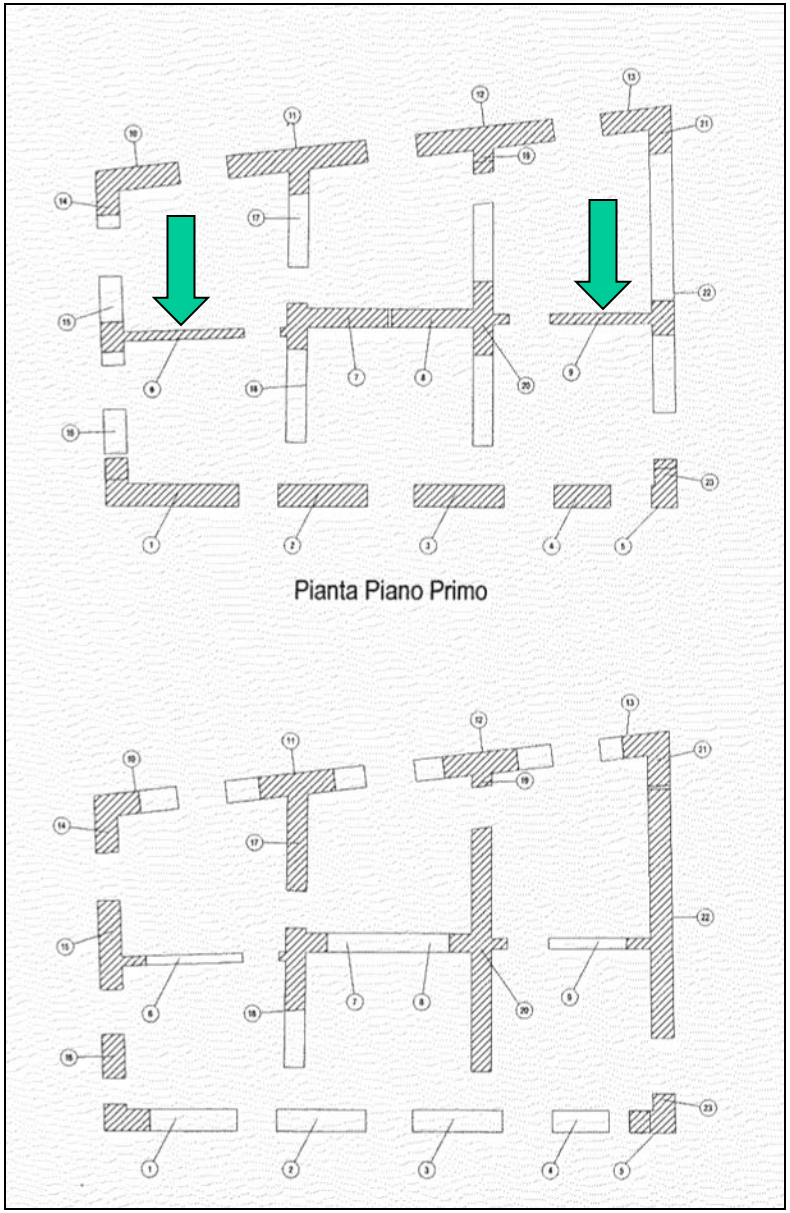


Pareti in dir.x

Pareti in dir.y

Difficoltà nella modellazione della struttura

Alcuni setti sono molto sottili

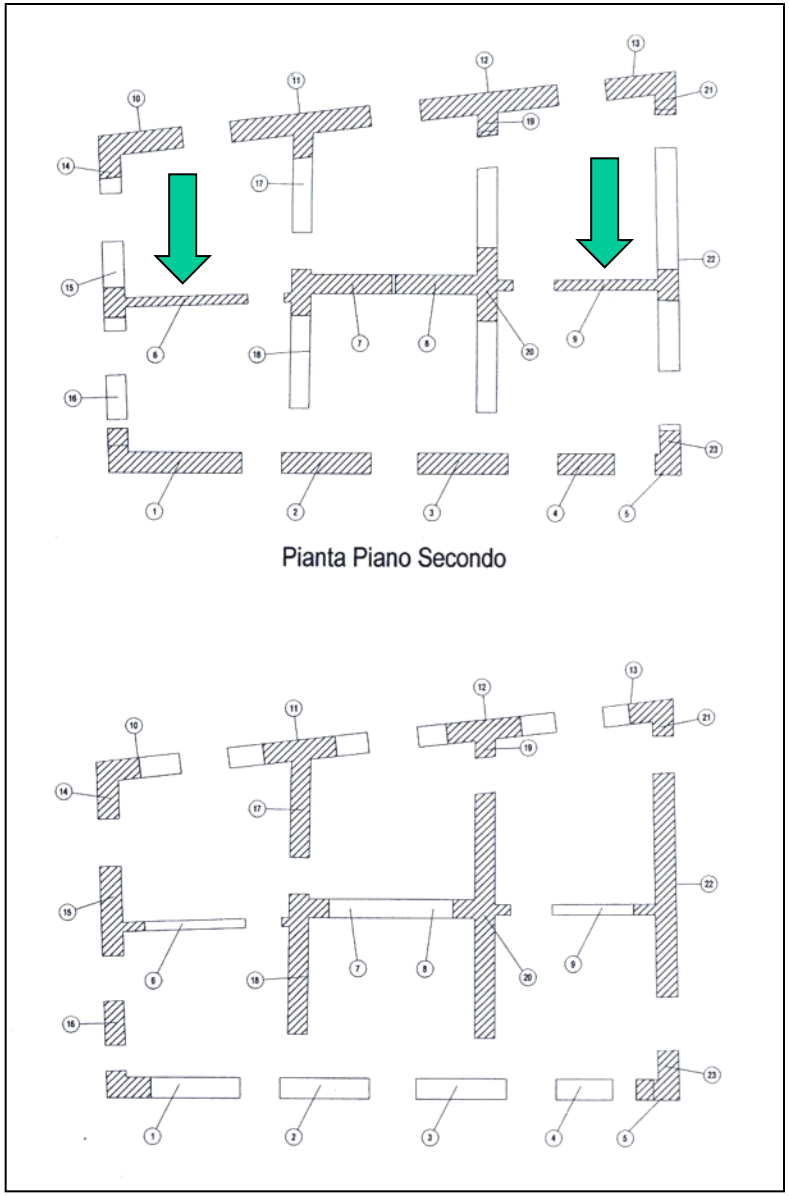


Pareti in dir.x

Pareti in dir.y

Difficoltà nella modellazione della struttura

Alcuni setti scompaiono ai piani superiori

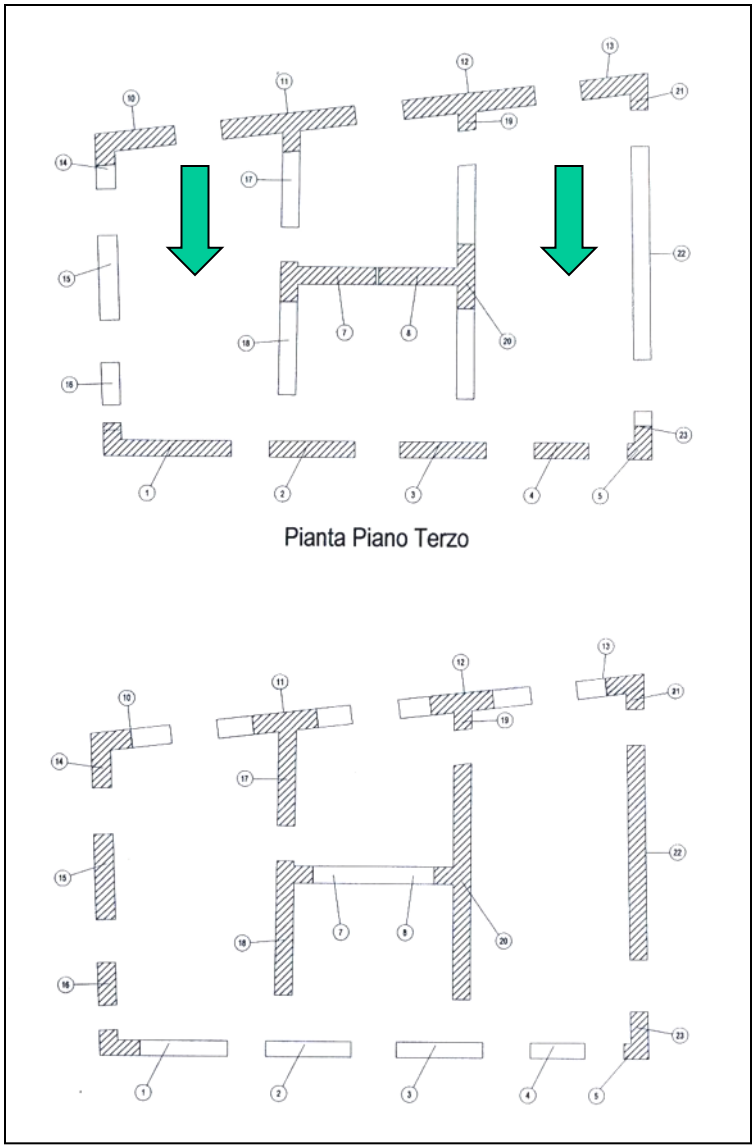


Pareti in dir.x

Pareti in dir.y

Difficoltà nella modellazione della struttura

I setti mancanti in dir.x

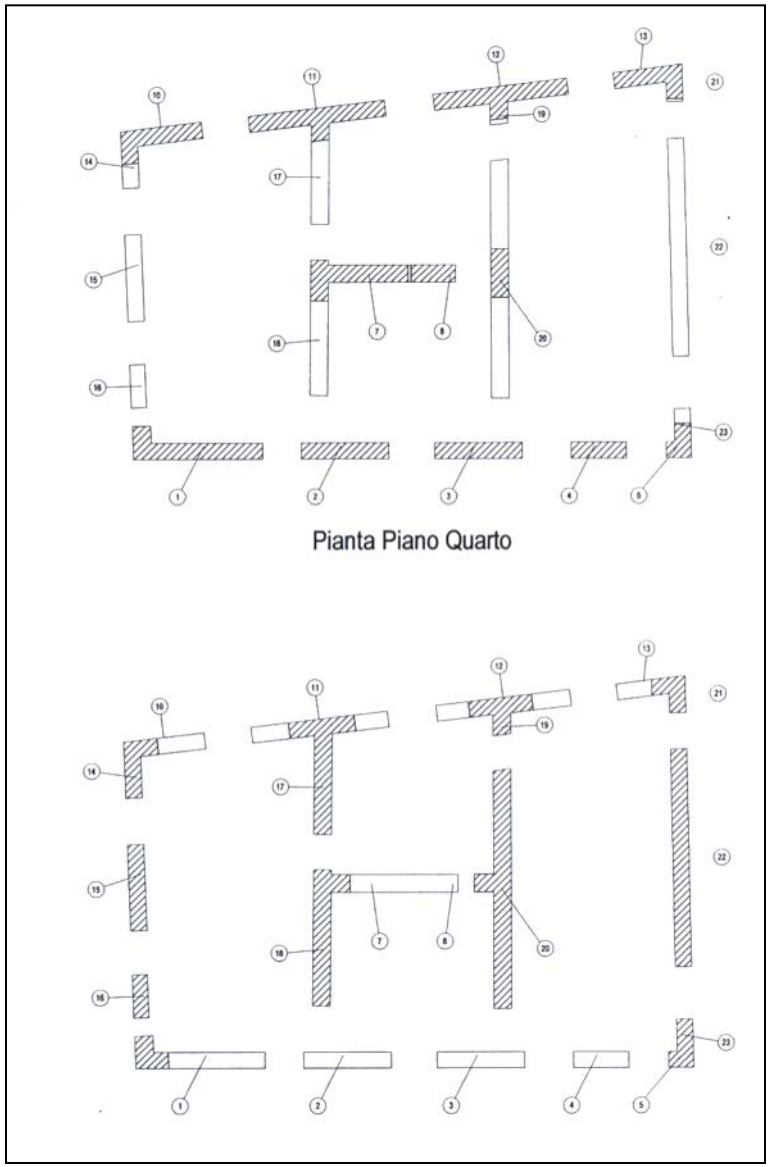


Pareti in dir.x

Pareti in dir.y

Difficoltà nella modellazione della struttura

I setti dell'ultimo piano (sesto livello)



Pareti in dir.x

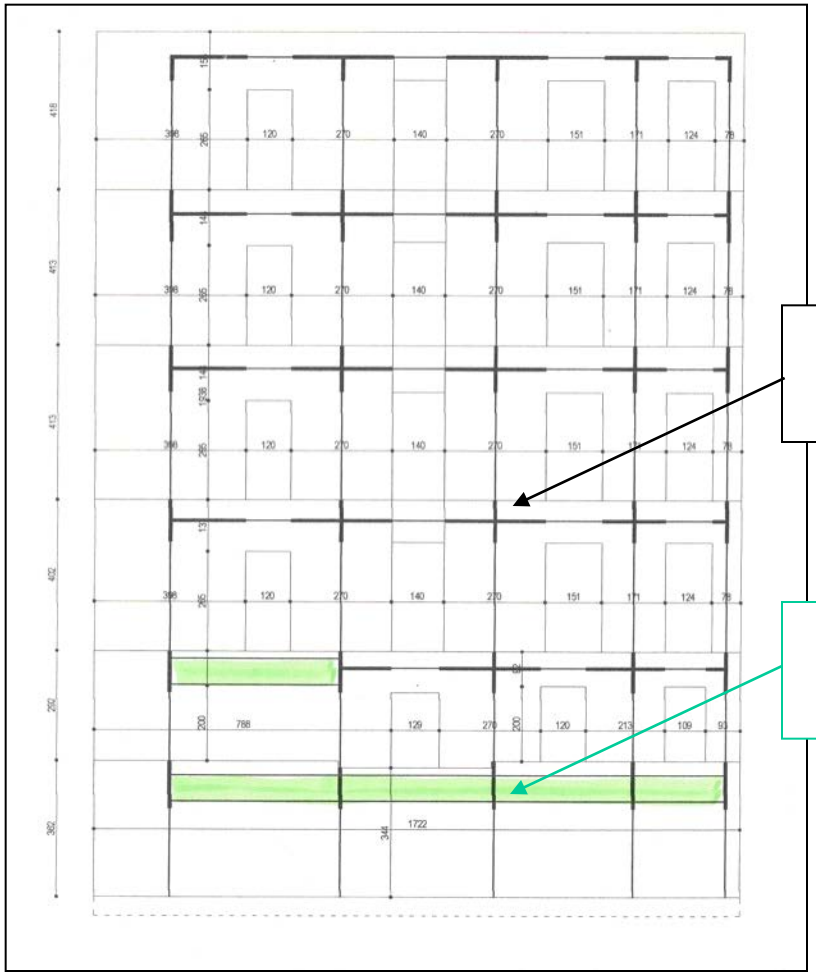
Pareti in dir.y

L'ANALISI STATICA LINEARE

Le pareti sono schematizzate con telai piani

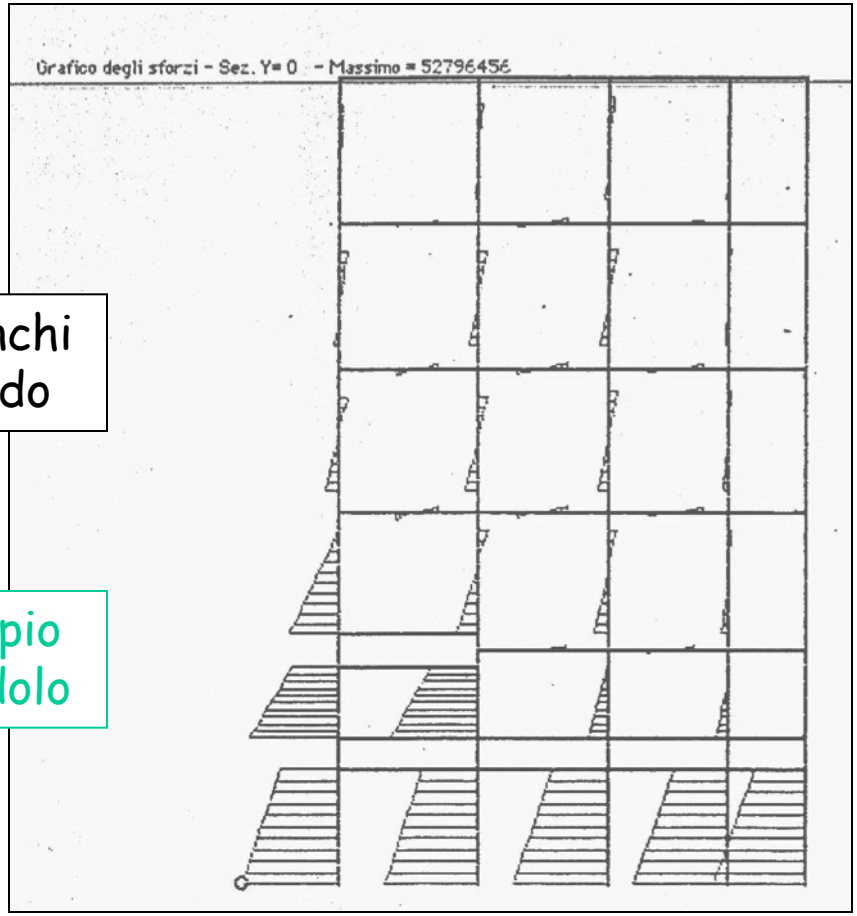
Lo schema della parete A

Il diagramma dei momenti



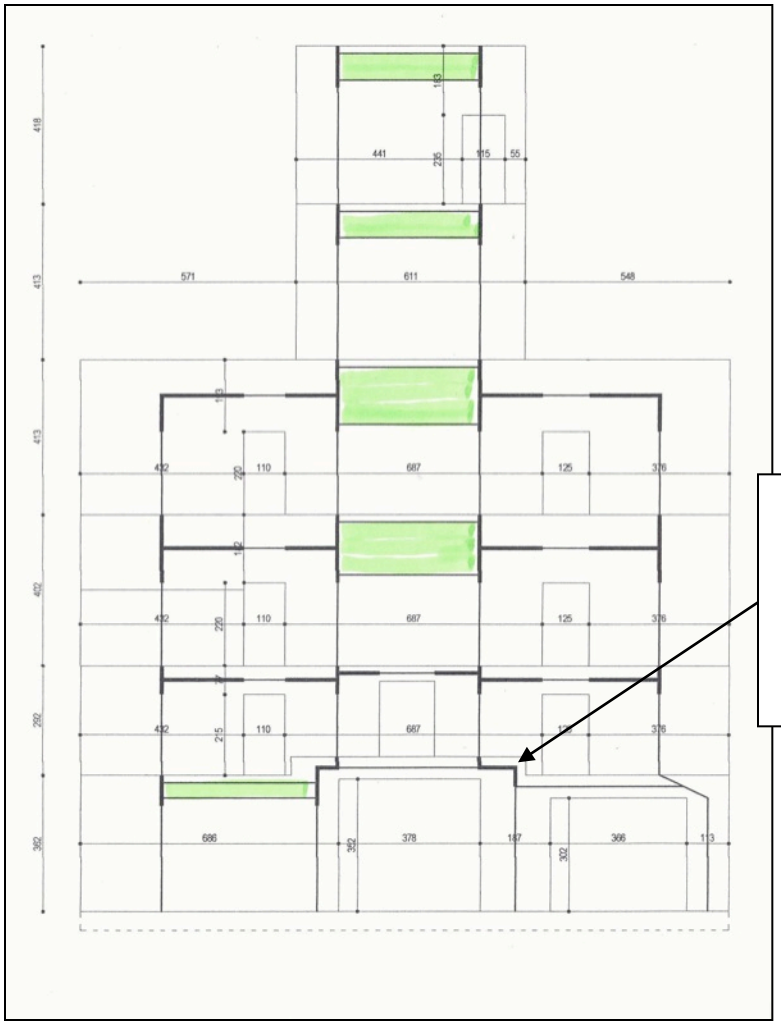
Tronchi rigido

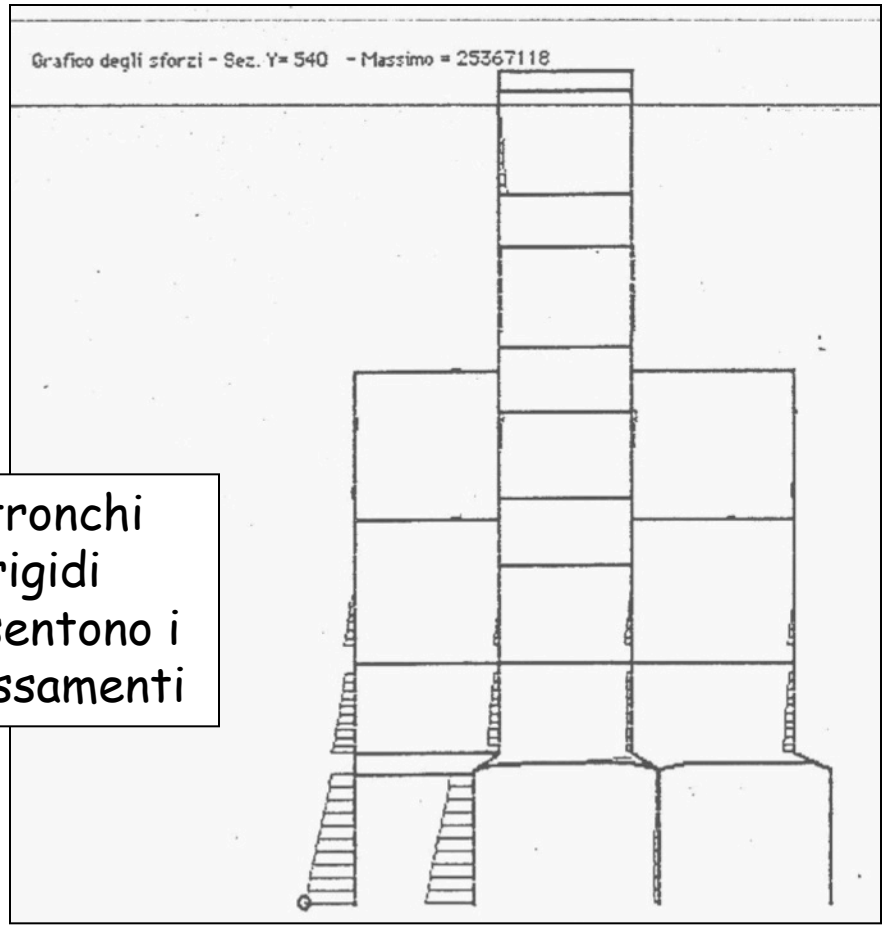
Doppio pendolo



Lo schema della parete B

Il diagramma dei momenti

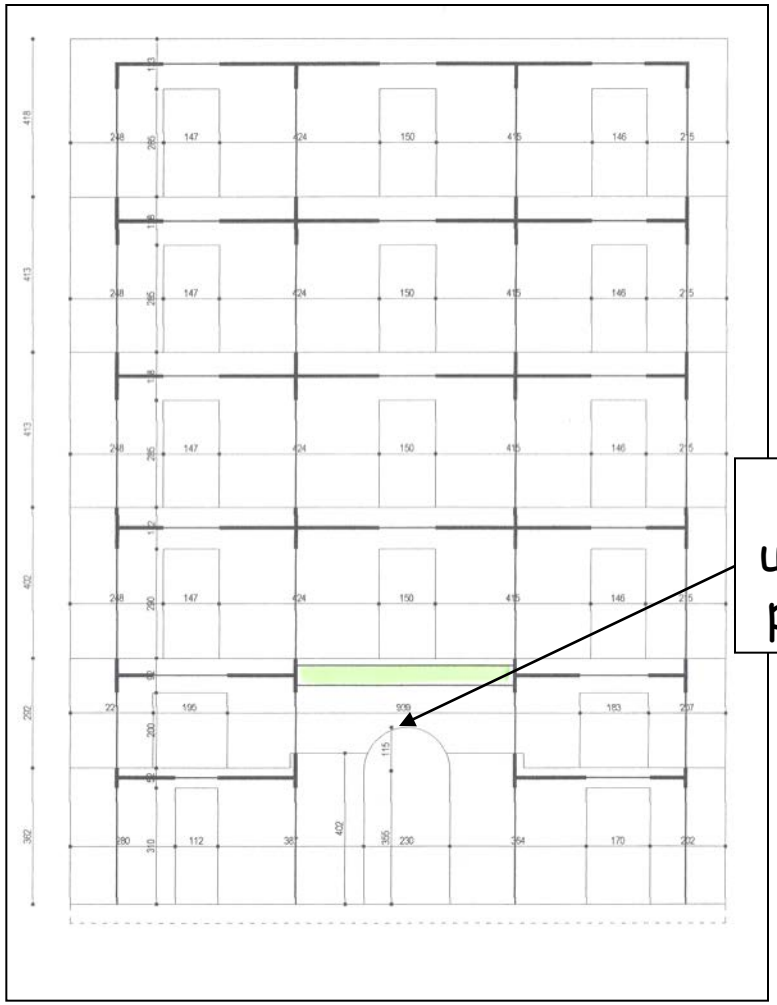


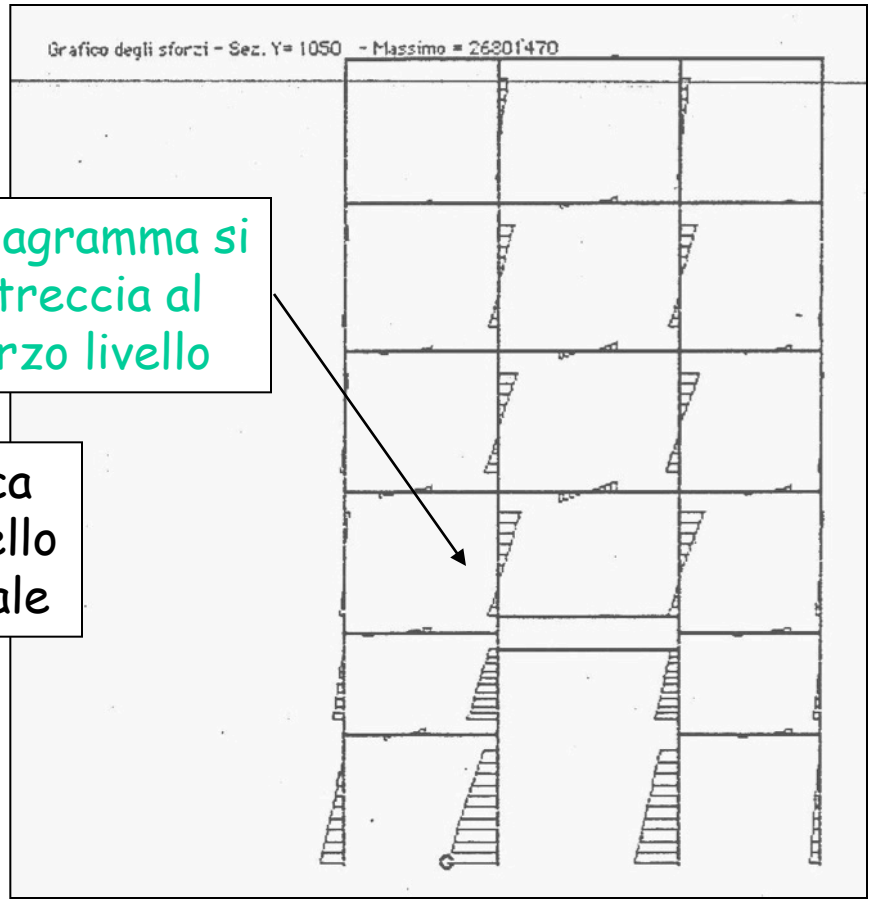


I tronchi rigidi consentono i disassamenti

Lo schema della parete C

Il diagramma dei momenti



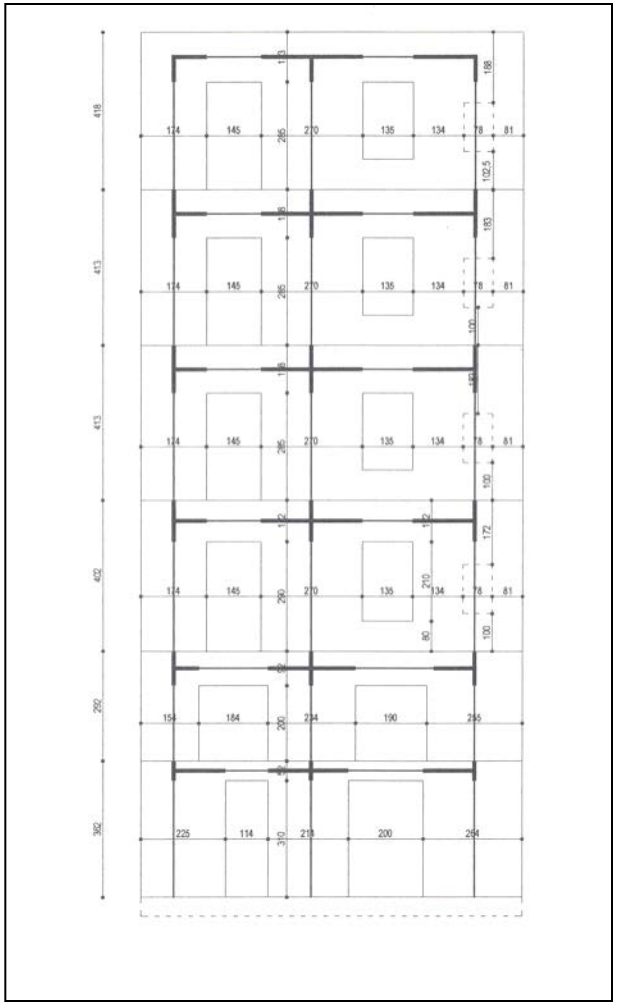


Il diagramma si intreccia al terzo livello

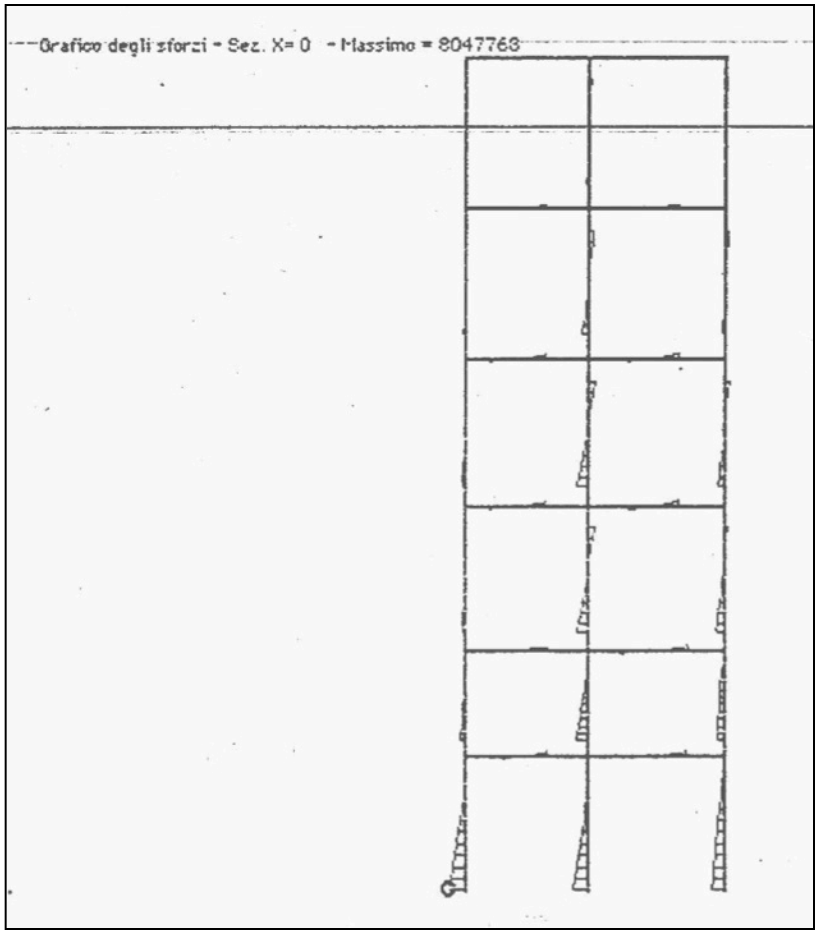
Manca un livello parziale

Una parete in dir.y abbastanza regolare

Lo schema della parete D

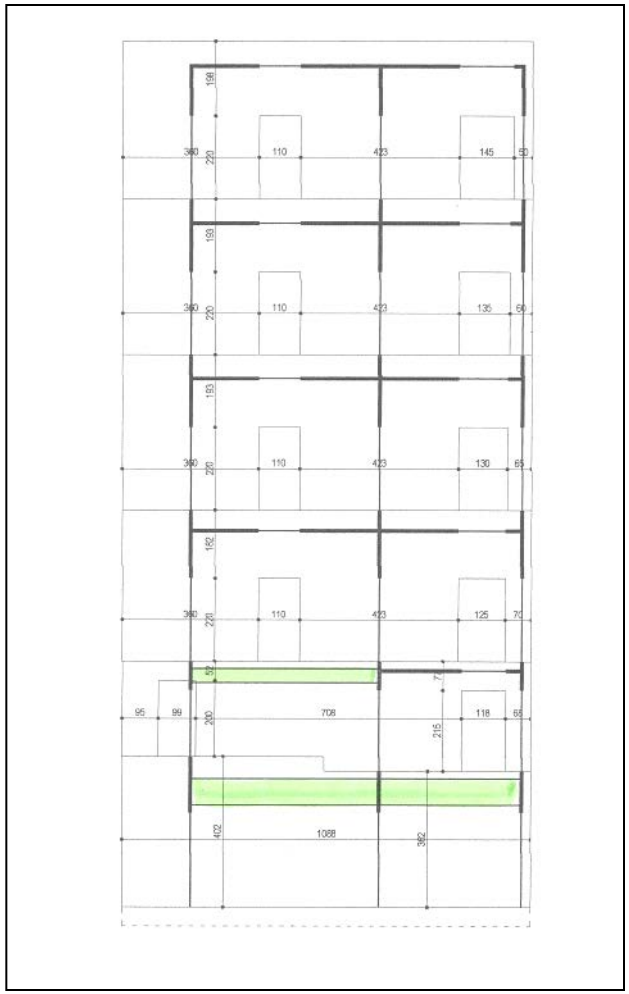


Il diagramma dei momenti

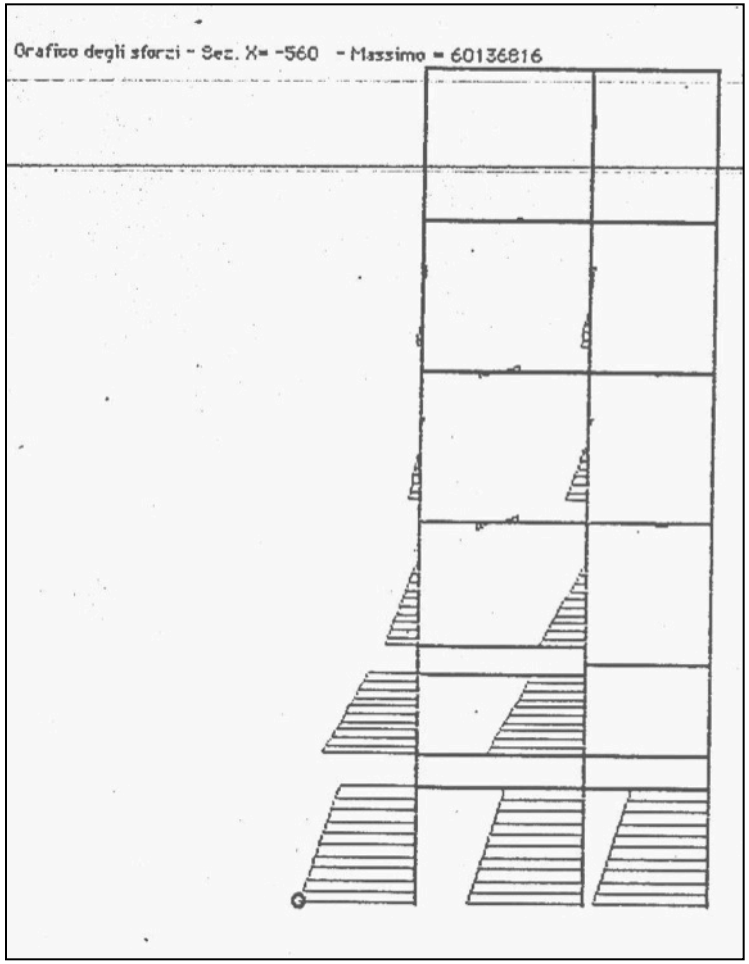


Le altre pareti in dir.y

Lo schema della parete E

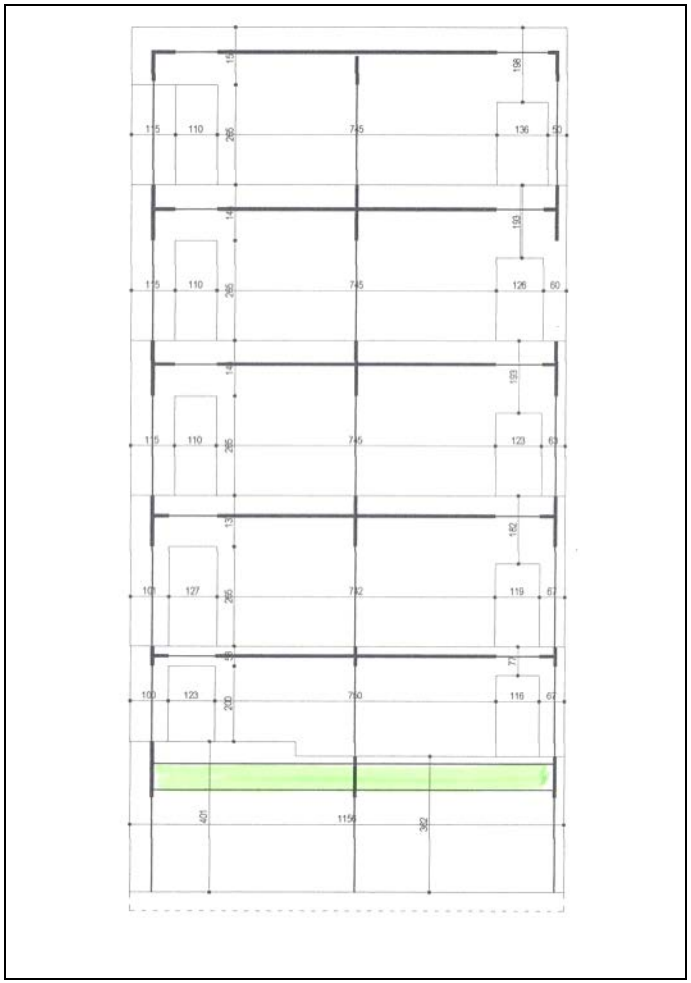


Il diagramma dei momenti

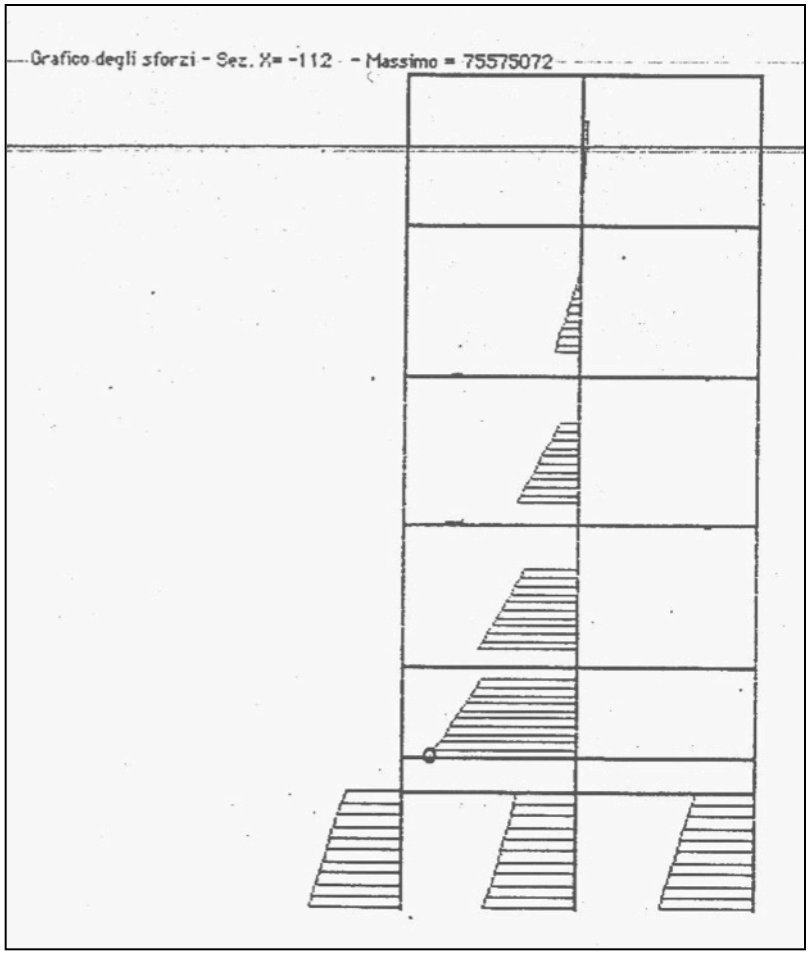


Le altre pareti in dir.y

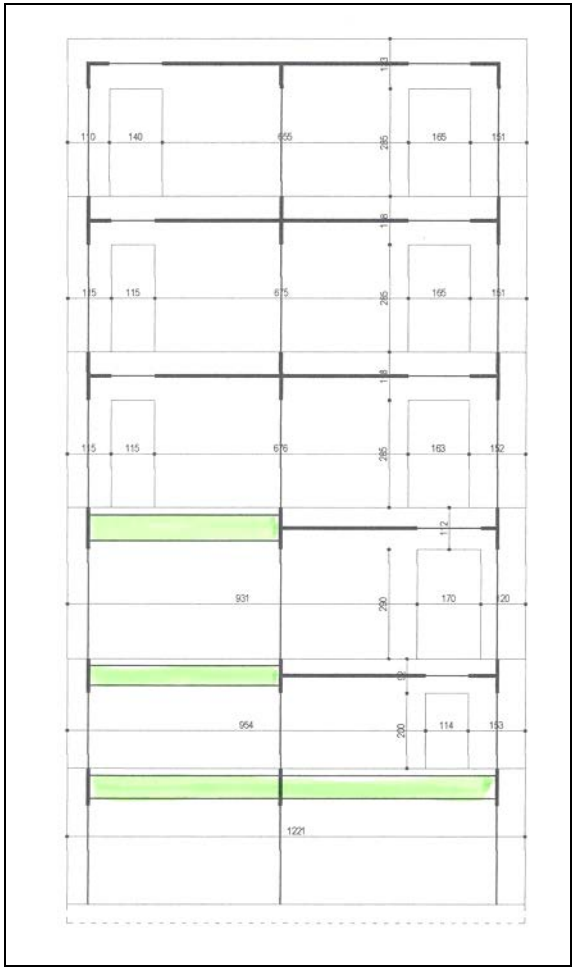
Lo schema della parete F



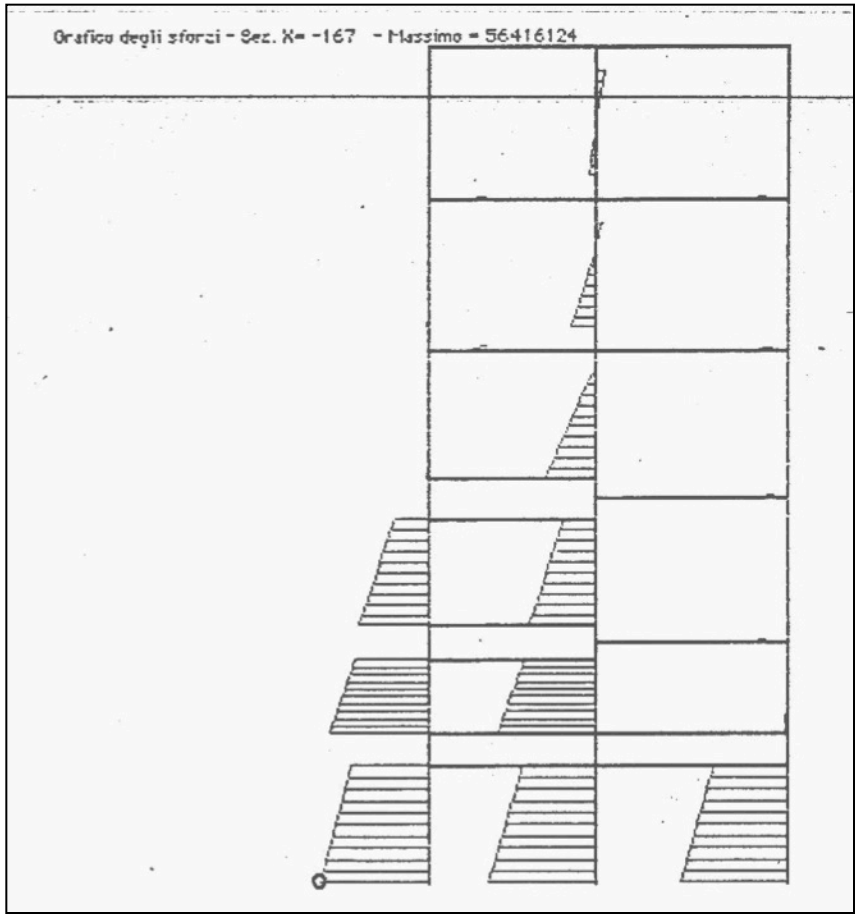
Il diagramma dei momenti



Lo schema della parete G



Il diagramma dei momenti



Caratterizzazione del materiale

Tufo giallo di ottima qualità

COMPRESSIONE

Resistenza media degli elementi: $f_{bm} = 5$ MPa (50 kg/cm²)

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

Malta tipo M3 (bastarda) $f_m \sim 5$ MPa

Dalla tabella D (D.M. 1987)

$f_k = 2{,}6$ MPa

Livello di conoscenza accurato LC3

F.C. = 1 $\gamma_m = 2$

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

TAGLIO

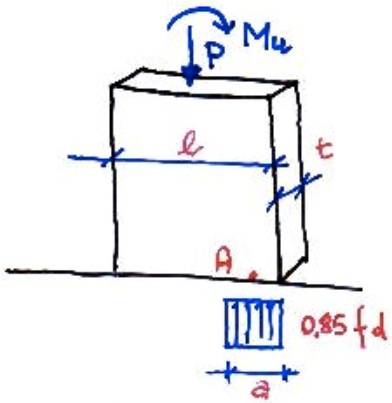
$\tau_k = f_{vko}$ (edifici esistenti)

Dalla Tabella E (D.M. 1987)

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

Modulo elastico: E = 2600 MPa

La verifica dei maschi murari agli stati limite



Equilibrio alla traslazione verticale

$$P = 0.85 f_d a t \iff a = P/(0.85 f_d t)$$

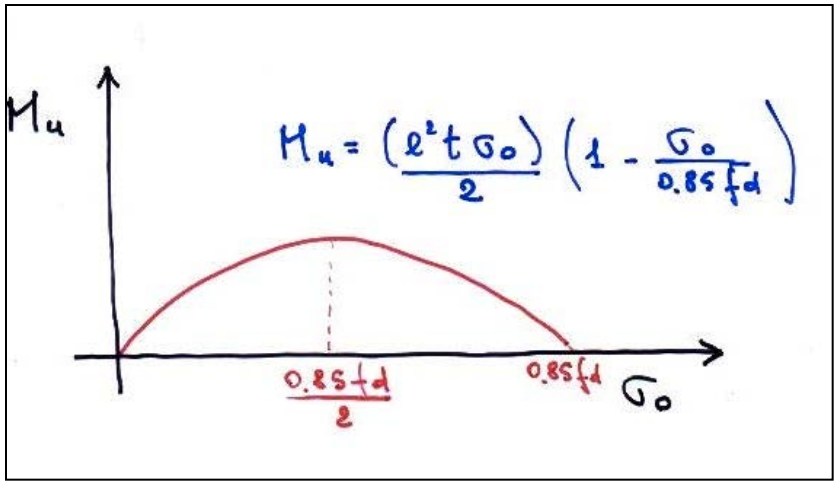
Equilibrio alla rotazione intorno al punto A

$$M_u = P(\ell - a)/2$$

esprimendo $P = \sigma_0 \ell t$

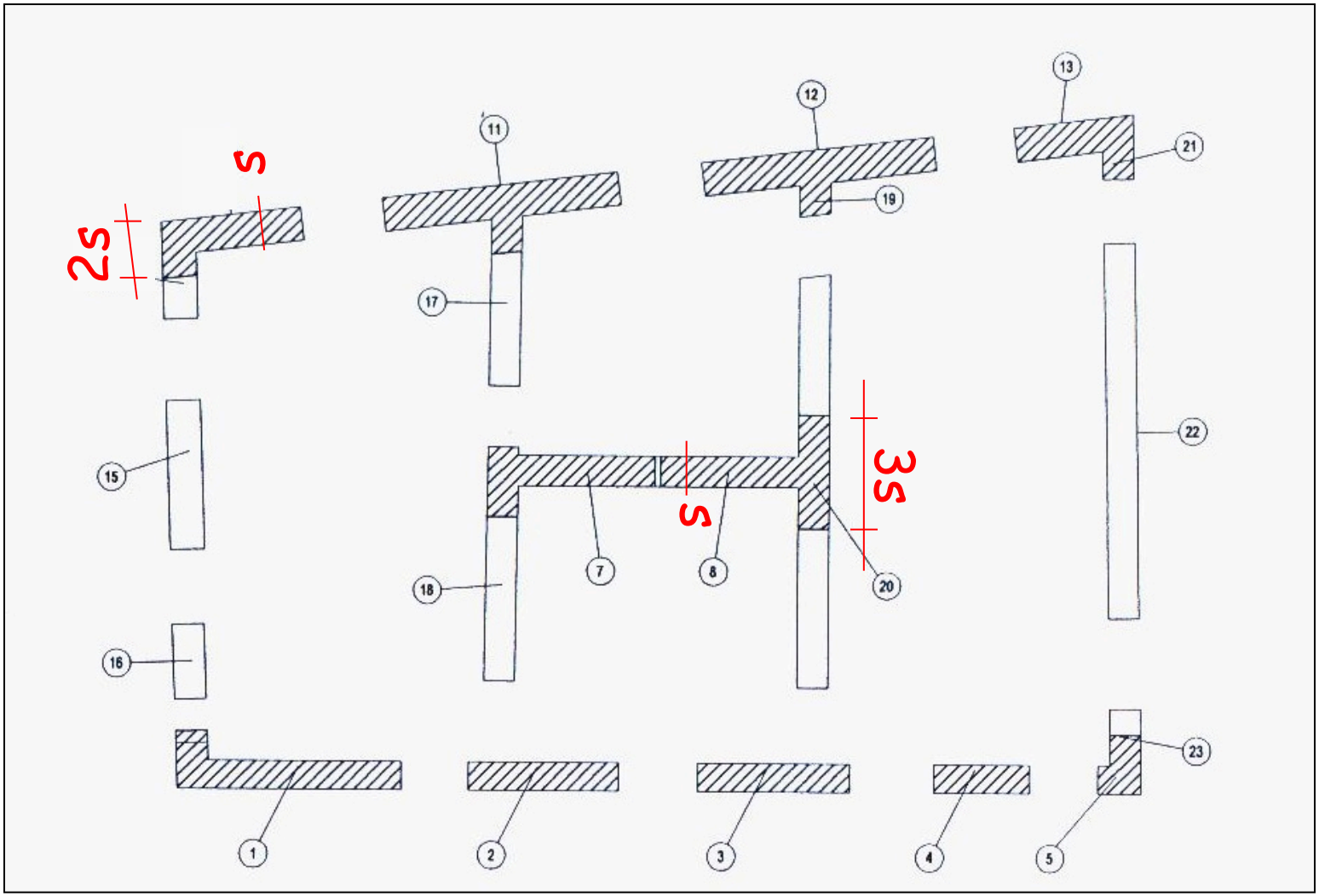
$$M_u = \sigma_0 \ell^2 t \left(1 - \sigma_0/0.85 f_d\right)/2$$

Verifica a pressoflessione



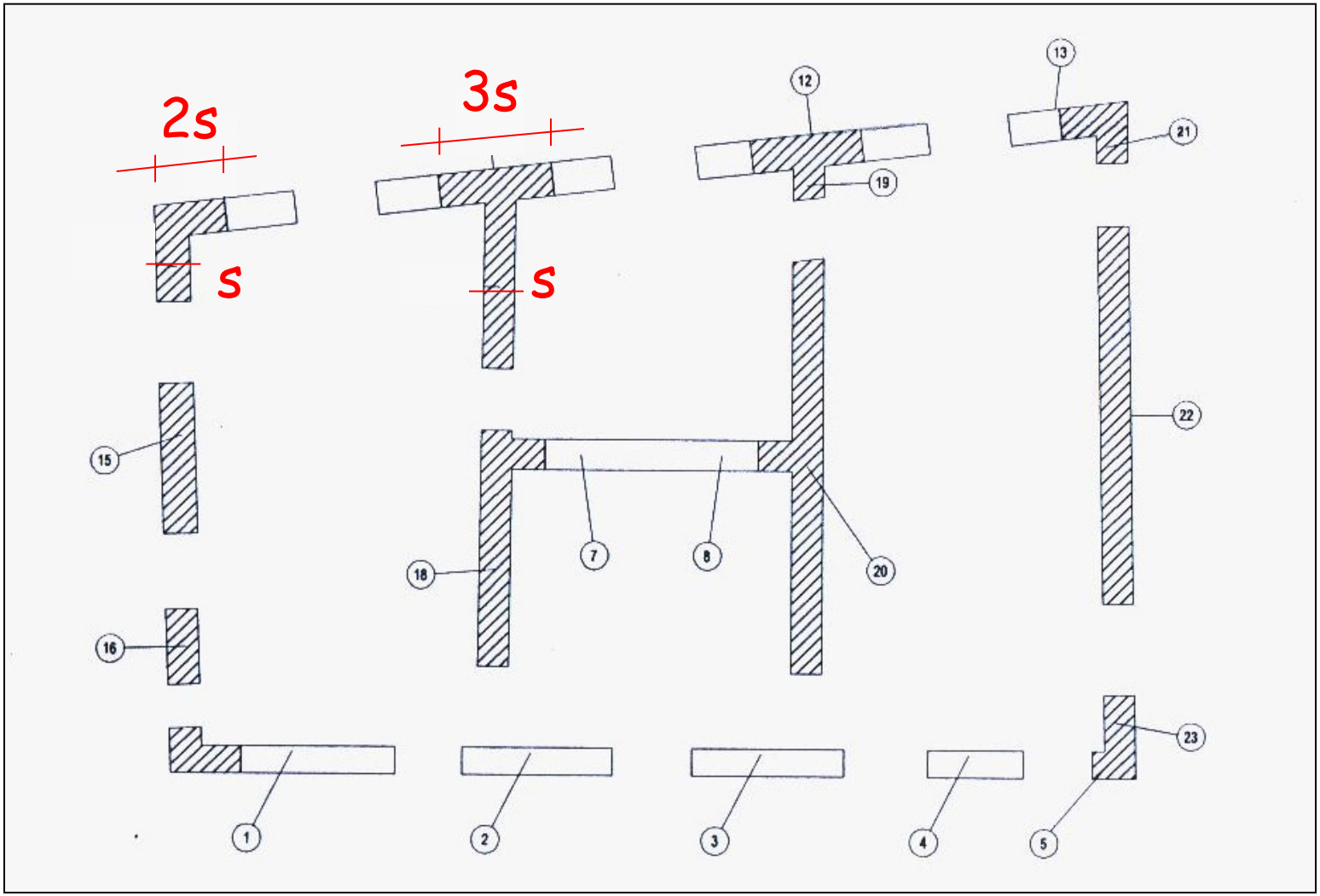
Si considerano le sezioni ad L o a T e si tiene conto di una parte dello sforzo normale agente sul maschio ortogonale

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

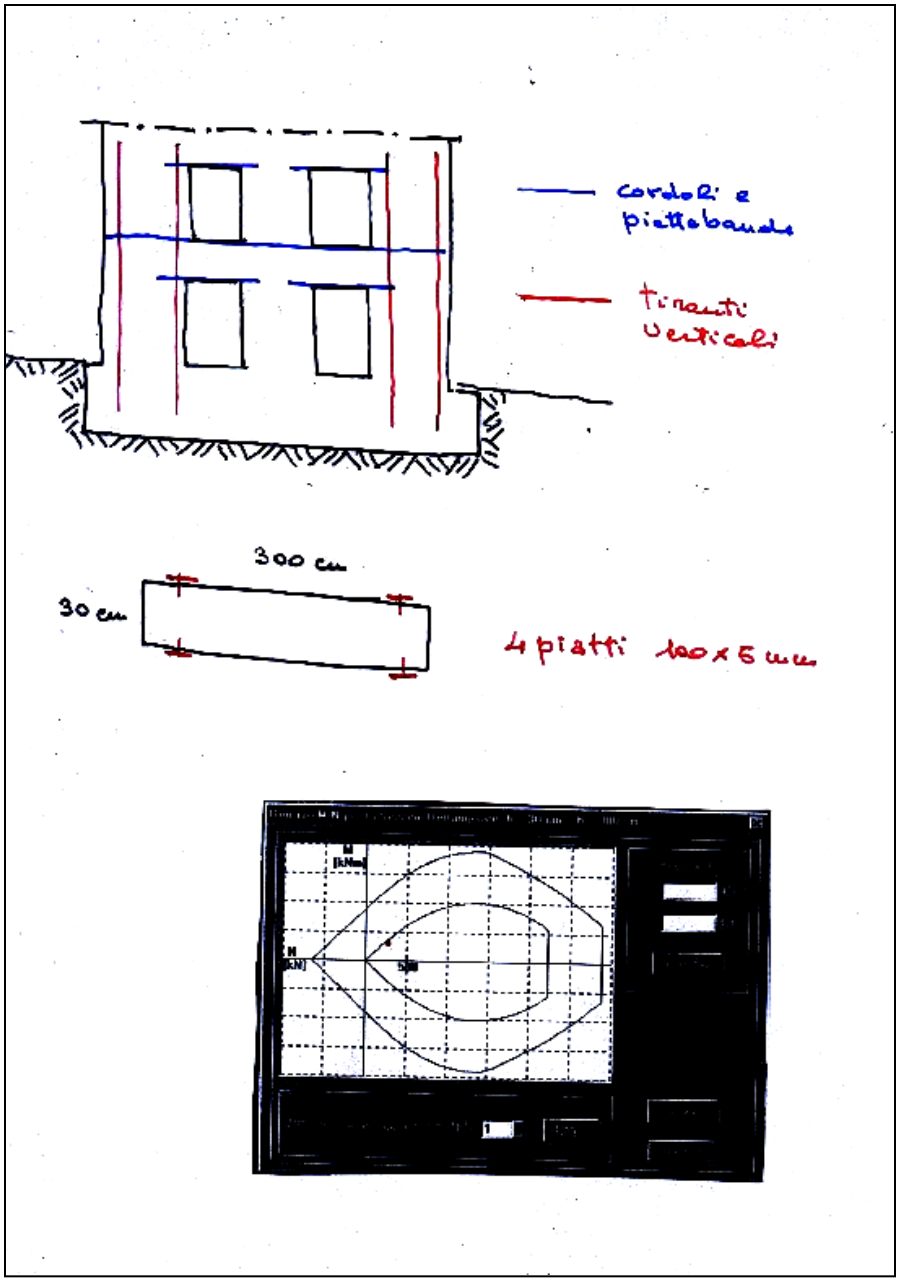
Le verifiche a pressoflessione dei maschi murari allo stato limite ultimo

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]	[cm2]	[cm2]	[tm]	[tm]	[kg/cm2]
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)

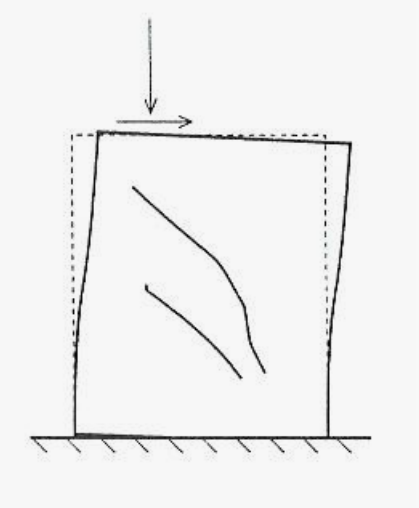
La verifica è quindi svolta allo stato limite ultimo come per una sezione in c.a.

In EC6 il diagramma $\sigma-\varepsilon$ della muratura è uguale (a meno della resistenza) a quello del calcestruzzo.

La verifica dei maschi murari agli stati limite

Verifica a taglio

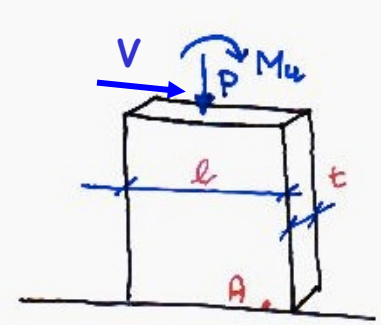
Rottura per trazione diagonale



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

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

La formula dell'Ordinanza per edifici esistenti



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

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

$b = h/l$ $1{,}0 < b < 1{,}5$

Le verifiche a taglio dei maschi murari allo stato limite ultimo

PARETE C

Maschio		(N1) [kg/cm2]	(N2) [kg/cm2]	T [t]	T1ult [t]	T2ult [t]	ΔT [t]	Af 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

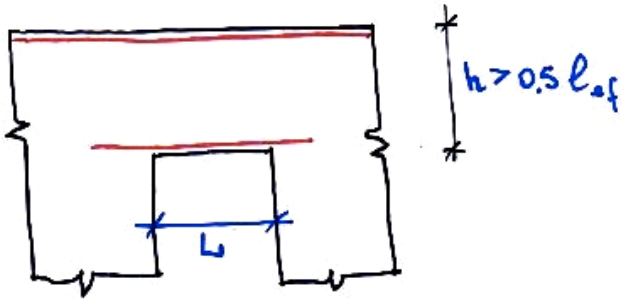
La condizione più severa è sempre quella con il carico assiale minimo

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, piattebande etc risultano estremamente deboli e configurano lo schema "a fasce di piano deboli"

b) in presenza di cordoli, piattebande etc. si può fare riferimento ai contenuti del EC6



$\ell_{ef} = 1.15\ L$

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

$M_{Rd} = 0.4 \cdot f_k \cdot b d^2 / \gamma_m$ (murature)

ove z "braccio della coppia interna" =

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

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

Verifica a flessione

Verifica a taglio

In assenza di armature a taglio:

$V_d <= V_{rd1}$

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

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 tagl.
	[cm]	[cm]	[cm]	[t]	[tm]	[cm]		[cm2]	[tm]	[t]	[t]	[cm2/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

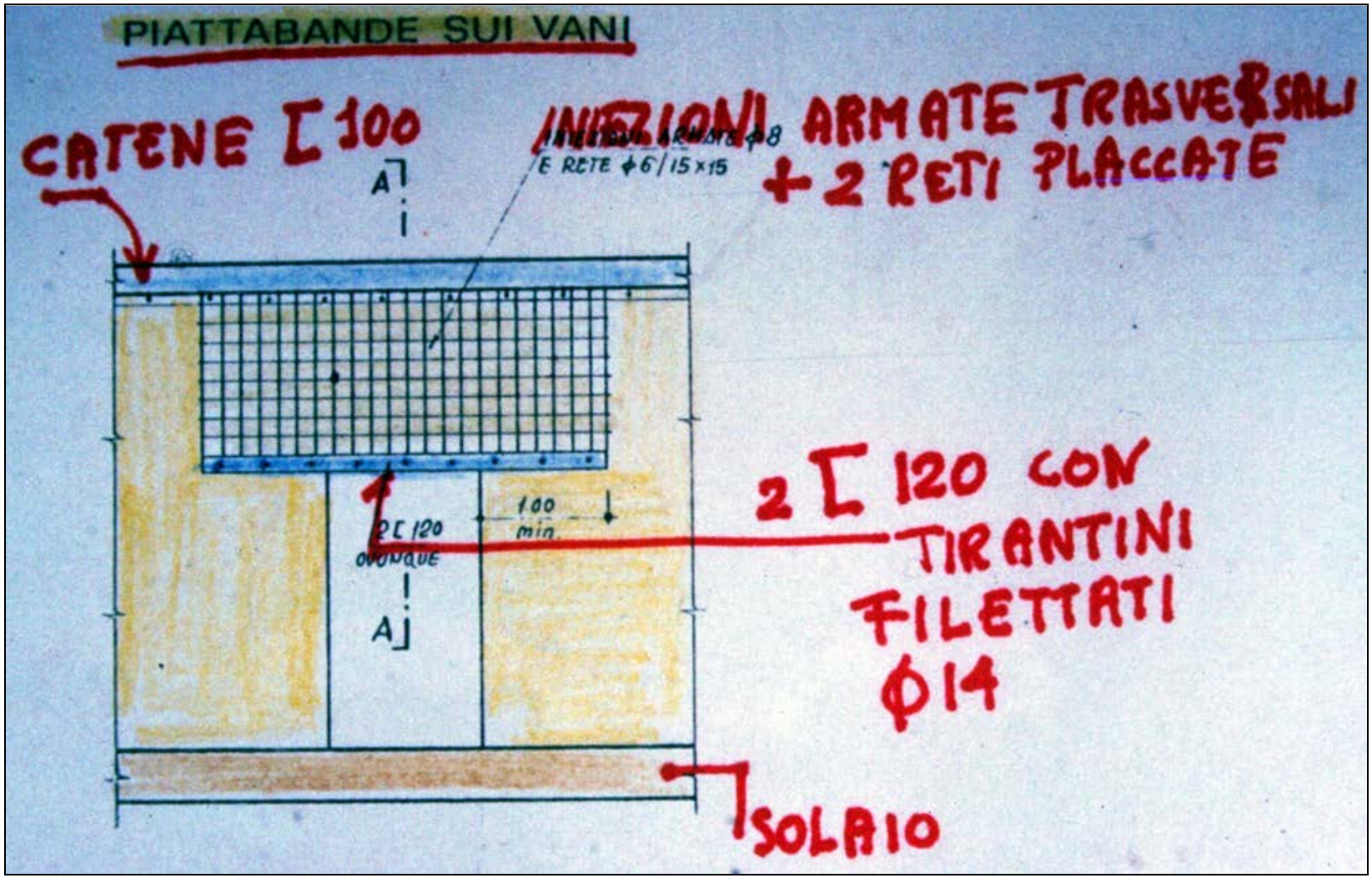
E' necessario armare, anche a taglio, quasi tutte le fasce di piano

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

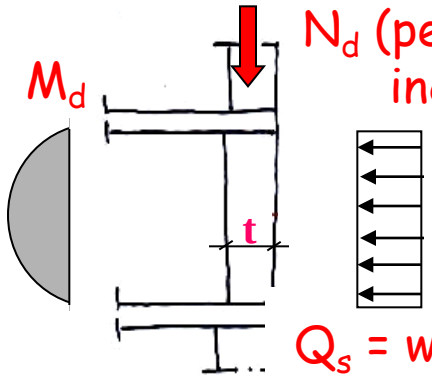
Nei <u>pochi casi</u> in cui il momento è maggiore di M_{res} (M_{rd} lato muratura) occorre consolidare la muratura (aumentare la resistenza a compressione f_{bk})

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)



N_d (per Q_k e G_k non incrementati)

w = peso parete

$Q_s = w\ S_a\ \gamma_i\ /q_a = 0{,}26\ w$

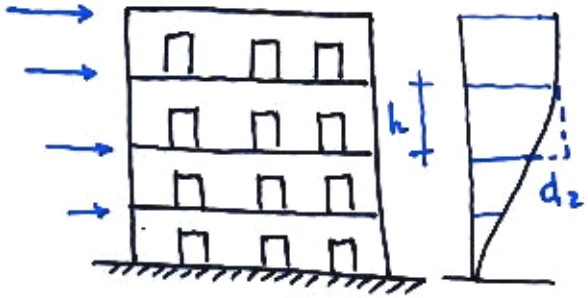
Queste verifiche sono quasi sempre soddisfatte.
Qualche problema solo ai piani alti o per setti molto sottili (eccentricità troppo alte)

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	dr = 0,29
Suolo tipo B	"	"	dr = 0,45

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

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

Ne consegue che gli spostamenti calcolati devono essere raddoppiati