

APICE s.r.l.

**VERIFICA SISMICA DI EDIFICI  
ESISTENTI IN MURATURA**

Prof. Aurelio Gherzi

Sala Congressi DRPC - Catania – Mag.2016

**Parte 11:**

**L' ADEGUAMENTO DI UN  
EDIFICIO ESISTENTE  
CON L' ANALISI LINEARE**

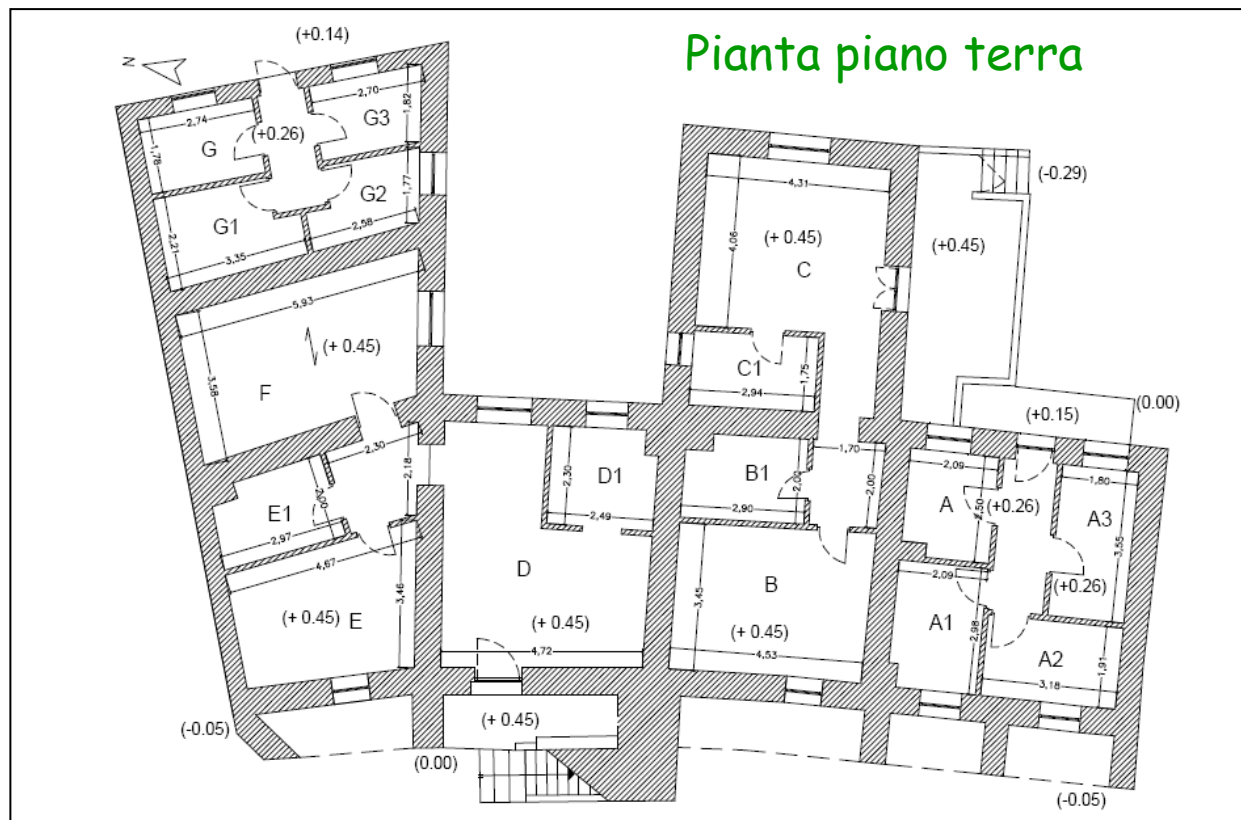


Prof. Ing. Bruno Calderoni - Di.St. – Università di Napoli Federico II

# EDIFICIO NEI PRESSI DI NAPOLI

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

Edificio della  
II classe

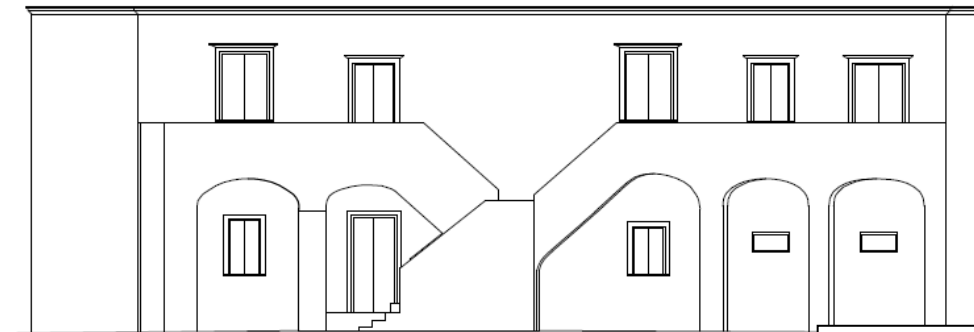


- 2 Piani
- $H_{tot} = 7,50m$
- Interpiani  
3.5 - 4 m
- Spessore muri:  
40 - 60 cm

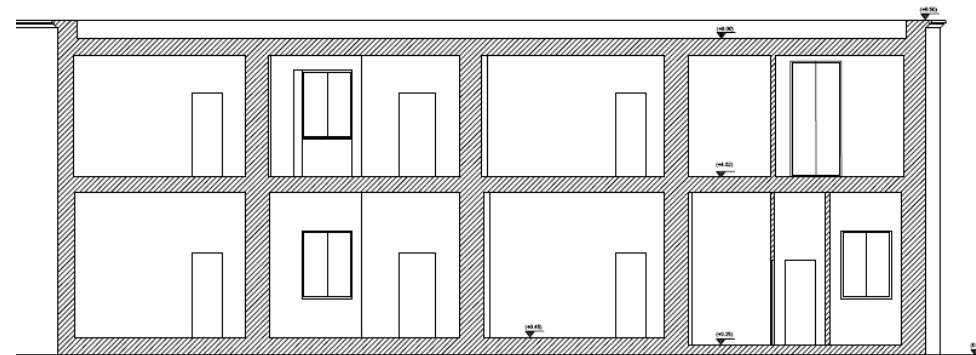
5 pareti // x  
5 pareti // y

# LA GEOMETRIA DELL'EDIFICIO

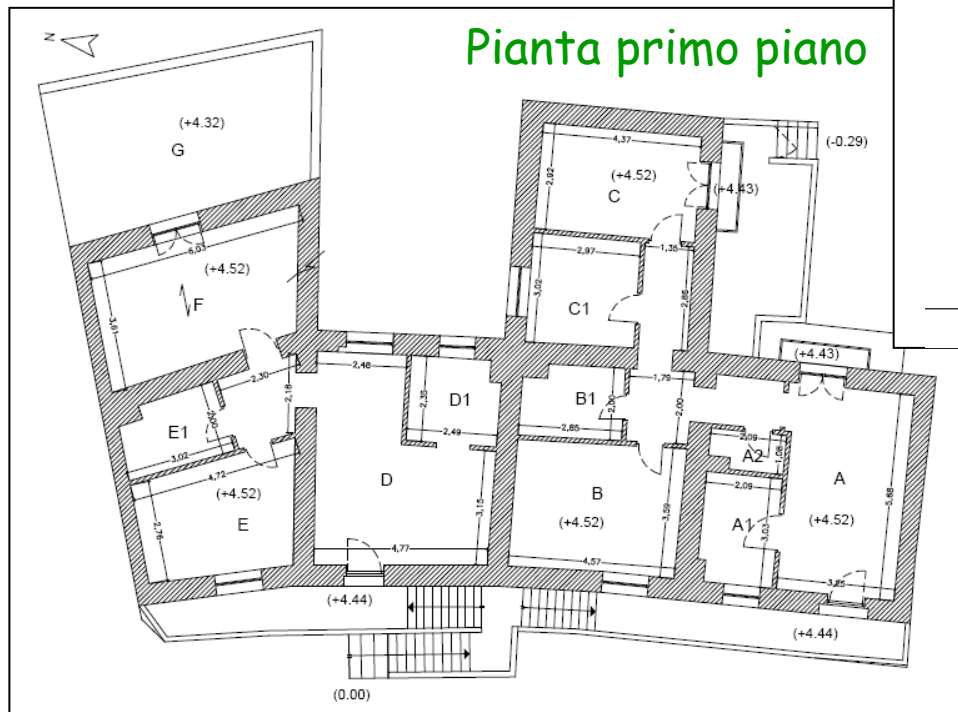
Prospetto



Sezione

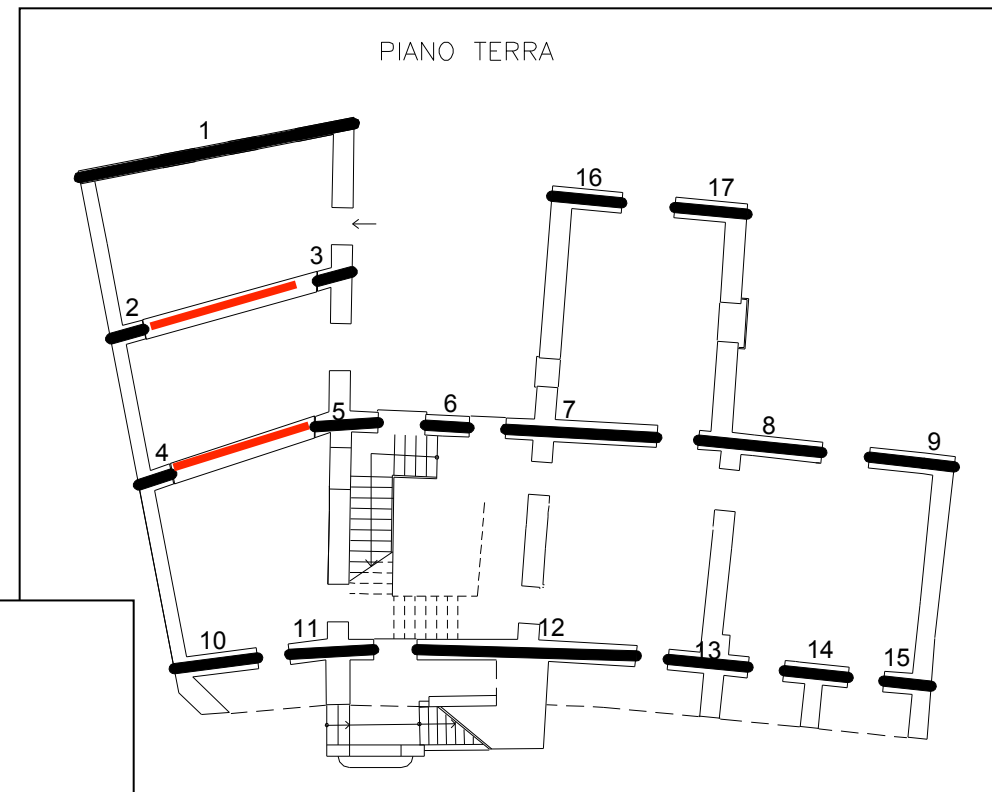
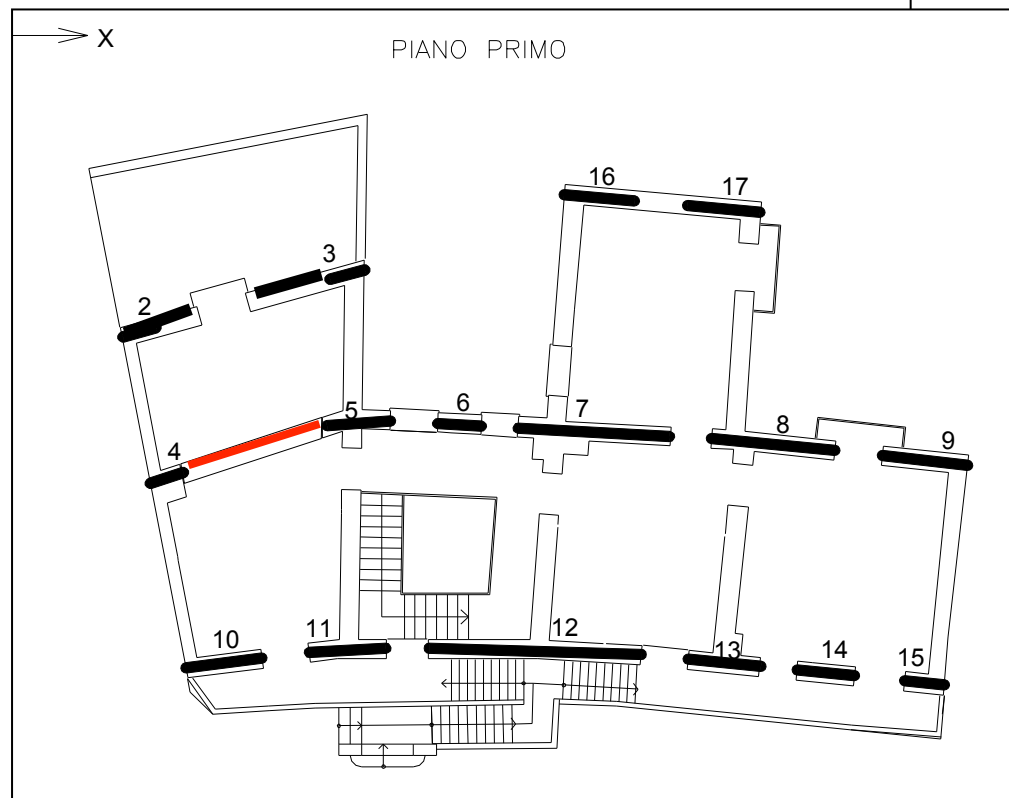


Pianta primo piano



# ANALISI DEI CARICHI VERTICALI

Individuazione dei maschi murari



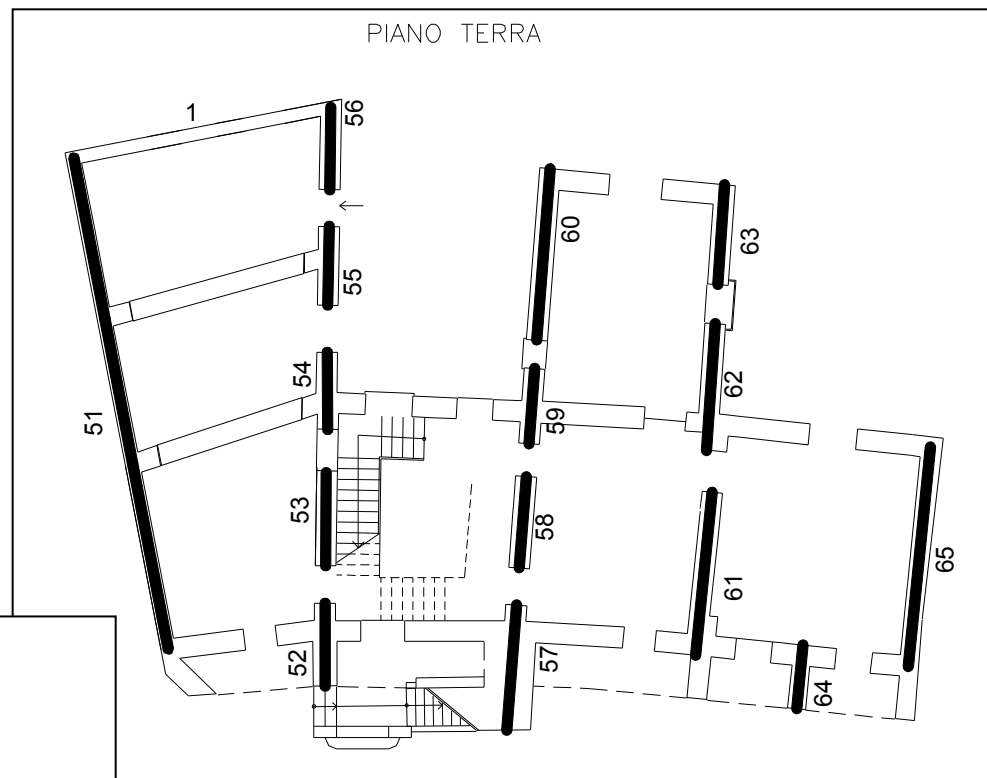
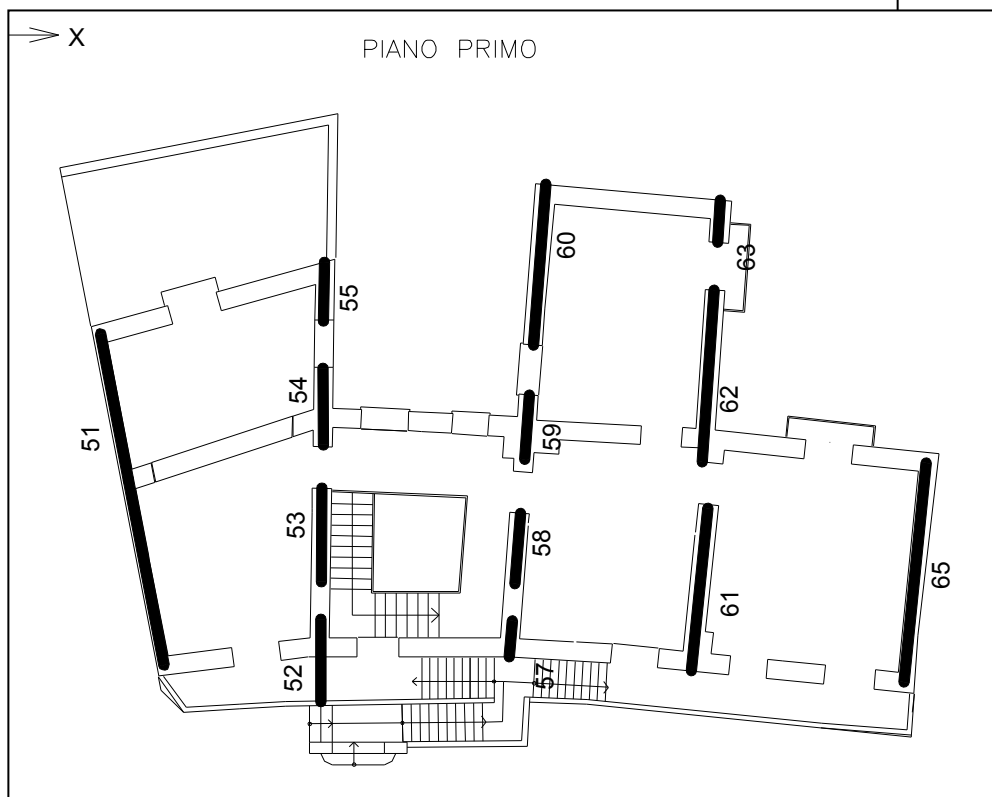
I maschi murari in dir. x

Si devono eliminare le pareti 2-3 e 4-5 al piano terra

OBBLIGO DI ADEGUAMENTO

# ANALISI DEI CARICHI VERTICALI

Individuazione dei maschi murari



I maschi murari in dir. y

## Valutazione dei carichi verticali

### CARICHI UNITARI:

- Solai in acciaio nuovi ed esistenti  $s = 20 + 5 \text{ cm}$

$$G_k = 5.40 \text{ KN/m}^2 \quad Q_k = 4.00 \text{ KN/m}^2$$

- Scala in acciaio

$$G_k = 5.40 \text{ KN/m}^2 \quad Q_k = 4.00 \text{ KN/m}^2$$

- Muratura di tufo

$$G_k = 16.00 \text{ N/m}^2$$

Gli sforzi normali sui maschi murari vengono determinati per “aree di influenza”, tenendo conto delle orditure dei solai

# Calcolo dello sforzo normale nei maschi murari

## Dir.x

### Maschio 7

II ordine	
Peso proprio muratura:	110.9 kN
Fasce di piano.:	11.6 "
Solaio:	<u>59.7 "</u>
$N_{7-2} =$	182.2 kN

I ordine	
Peso proprio muratura:	153.2 kN
Fasce di piano.:	15.8 "
Solaio:	<u>46.5 "</u>
$N_{7-1} =$	215.5 kN
$N_{7-tot} =$	397.8 kN

### Maschio 12

II ordine	
Peso proprio muratura:	150.7 kN
Fasce di piano.:	9.1 "
Solaio:	<u>48.2 "</u>
$N_{12-2} =$	208.0 kN

I ordine	
Peso proprio muratura:	222.5 kN
Fasce di piano.:	15.4 "
Solaio:	<u>118.0"</u>
$N_{12-1} =$	355.9 kN
$N_{12-tot} =$	567.9 kN

## Dir.y

### Maschio 51

II ordine	
Peso proprio muratura:	175.0 kN
Solaio:	<u>62.0 "</u>
$N_{51-2} =$	237.0 kN

I ordine	
Peso proprio muratura:	374.5 kN
Solaio:	<u>434.9 "</u>
$N_{51-2} =$	809.4 kN
$N_{51-tot} =$	1046.4 kN

### Maschio 61

II ordine	
Peso proprio muratura:	118.0 kN
Fasce di piano.:	6.2 "
Solaio:	<u>70.0 "</u>
$N_{61-2} =$	194.2 kN

I ordine	
Peso proprio muratura:	193.9 kN
Fasce di piano.:	8.6 "
Solaio-ballat.:	<u>81.1 "</u>
$N_{61-1} =$	283.6 kN
$N_{61-tot} =$	477.8 kN

# DETERMINAZIONE DEI PESI SISMICI E CALCOLO DELLE FORZE ORIZZONTALI

## Pesi sismici

- Livello copertura		- Livello copertura	
Muratura superiore:	= 1040.1 kN	Muratura superiore:	= 1040.1 kN
Zona fasce di piano:	= 259.5 kN	Zona fasce di piano:	= 259.5 kN
Parapetti:	= 237.4 kN	Parapetti:	= 237.4 kN
Solaio di copertura:	= <u>1413.0 kN</u>	Solaio di copertura:	= <u>1413.0 kN</u>
Totale liv. copertura:	= 2950.0 kN	Totale liv. copertura:	= 2950.0 kN
- Livello intermedio		- Livello intermedio	
Muratura superiore:	= 1040.1 kN	Muratura superiore:	= 1040.1 kN
Zona fasce di piano:	= 232.7 kN	Zona fasce di piano:	= 232.7 kN
Muratura inferiore:	= 1748.8 kN	Muratura inferiore:	= 1748.8 kN
Parapetti:	= 48.0 kN	Parapetti:	= 48.0 kN
Solaio di copertura:	= <u>1480.4 kN</u>	Solaio di copertura:	= <u>1480.4 kN</u>
Totale liv. intermedio:	= 4550.0 kN	Totale liv. intermedio:	= 4550.0 kN

**W<sub>tot</sub> = 7500 kN**

## Forza totale

$$F_h = (2950 + 4550) \times 0.236 = 1770 \text{ kN}$$

## I parametri sismici

### Fattore di struttura

$$q = 1.5 \times \alpha_u / \alpha_1 = 1.5 \times 1.5 = 2.25$$

### Parametri di zona

PGA=0.17g suolo tipo B

### Periodo proprio

$$T_1 = 0.05 \times 7.5^{0.75} = 0.22 \text{ sec} < T_c$$

### Coefficiente sismico

$$c = 0.17 \times 1.25 \times 2.5 / 2.25 = 0.236$$

## Forze di piano ( $\lambda = 1$ )

$$F_2 = 1770 \times (7.5 \times 2950) / (2950 \times 7.5 + 4550 \times 4.2) = 0.537 \times 1770 = 950 \text{ kN}$$

$$F_1 = 1770 \times (4.2 \times 4550) / (2950 \times 7.5 + 4550 \times 4.2) = 0.463 \times 1770 = 820 \text{ kN}$$



## LA MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

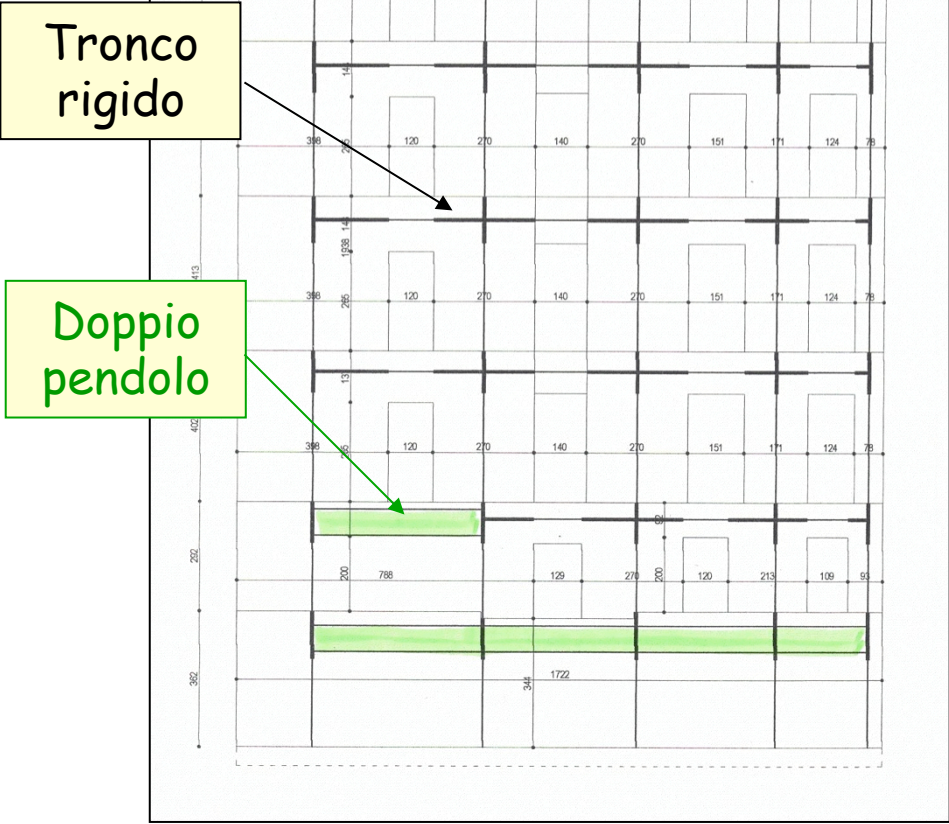
## Come risolvere i problemi di schematizzazione

I tronchi rigidi simulano la estensione dei pannelli di nodo

Un maschio murario si può suddividere in due o più parti, collegando i singoli ritti con doppi pendoli a livello di piano.

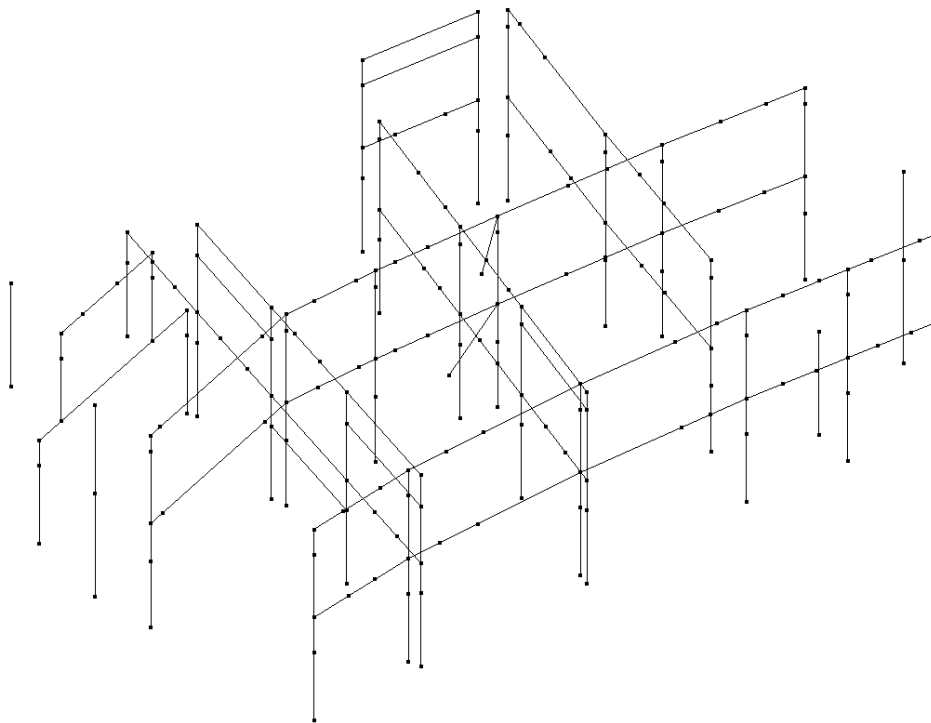
Ogni ritto in cui il maschio è suddiviso deve avere  $(1/n)$  dell'area e della rigidezza flessionale e tagliante del maschio originario

Basta assegnare ad ogni ritto la  
altezza della sezione del  
maschio intero ed una base  
ridotta di (n)



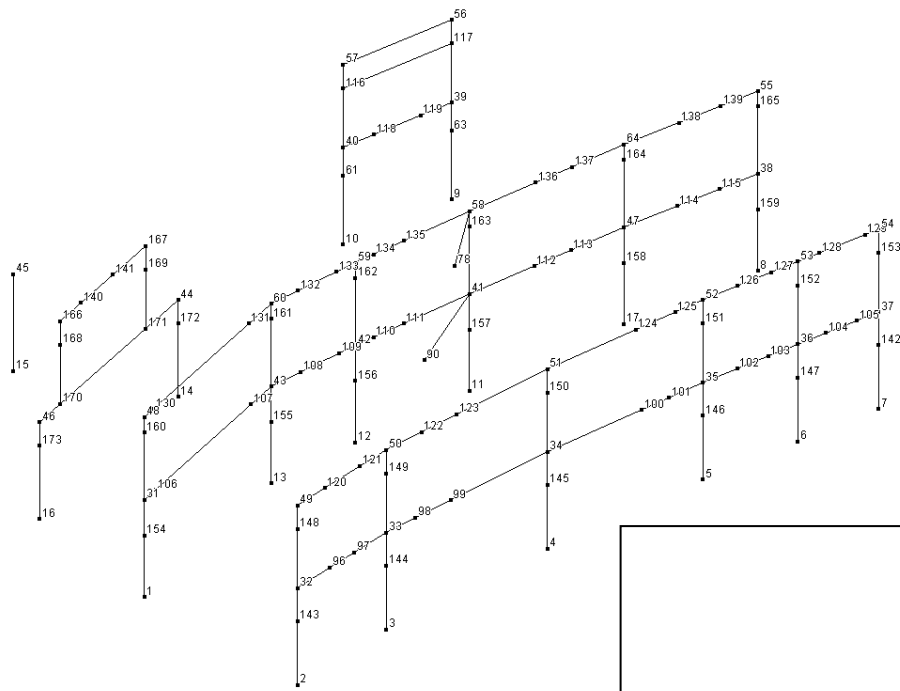
Lo schema spaziale si ottiene con due sistemi piani  
di telai collegati da impalcati rigidi

Lo schema spaziale



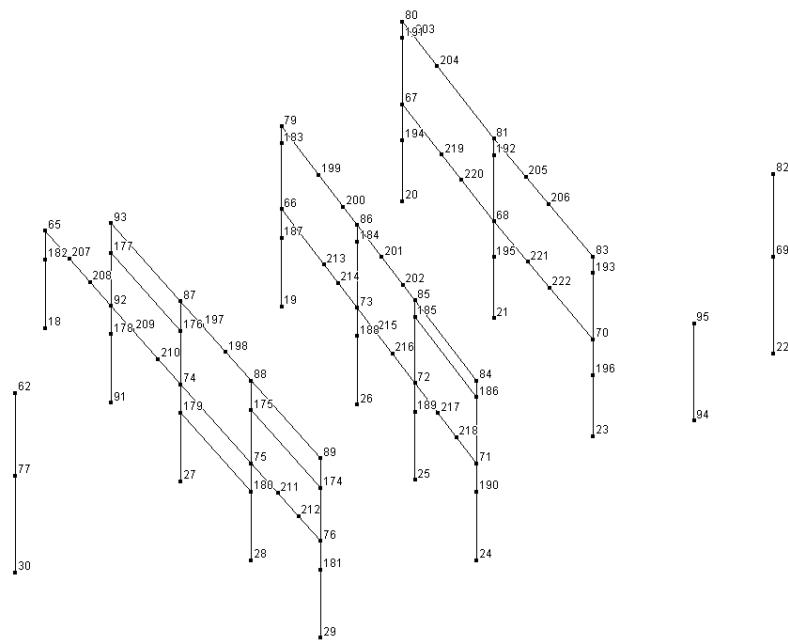
Il numero di ritti è pari  
alla somma dei maschi in  
dir.x e di quelli in dir.y

Le fasce di piano sono  
quelle effettivamente  
presenti nelle due  
direzioni

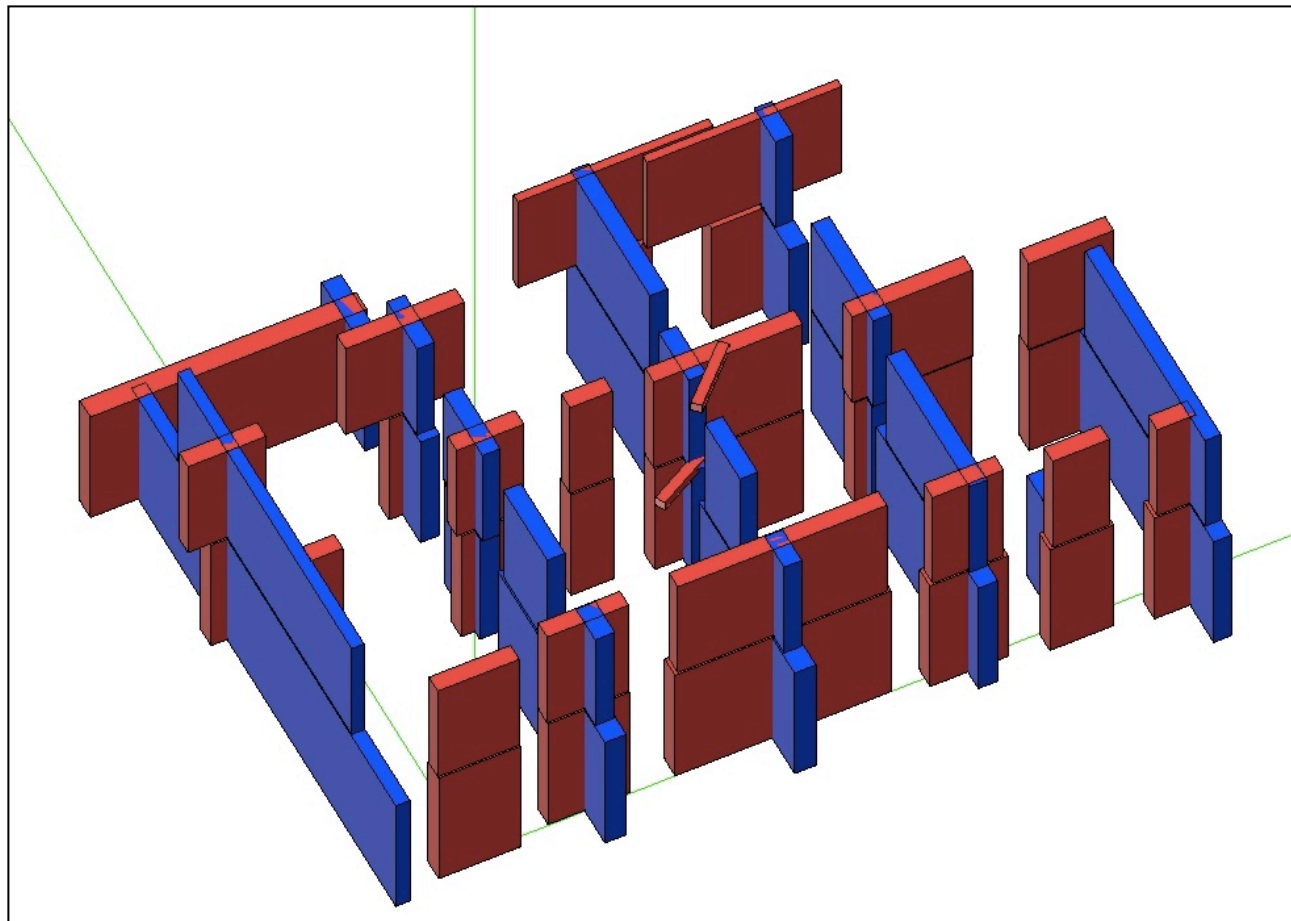


I telai in  
direzione x

I telai in  
direzione y



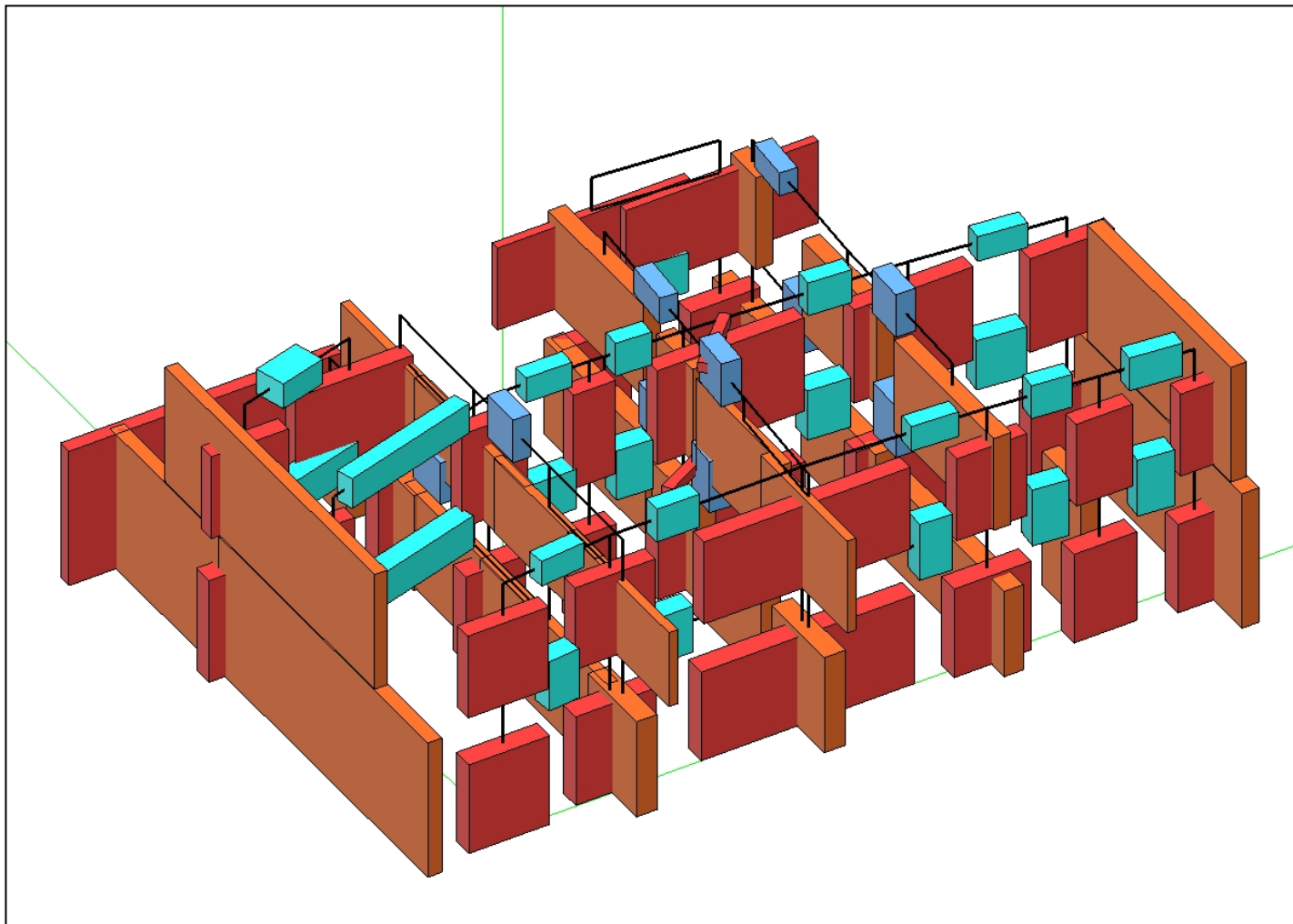
Il modello solido dello schema strutturale non deve restituire la forma effettiva dell'edificio

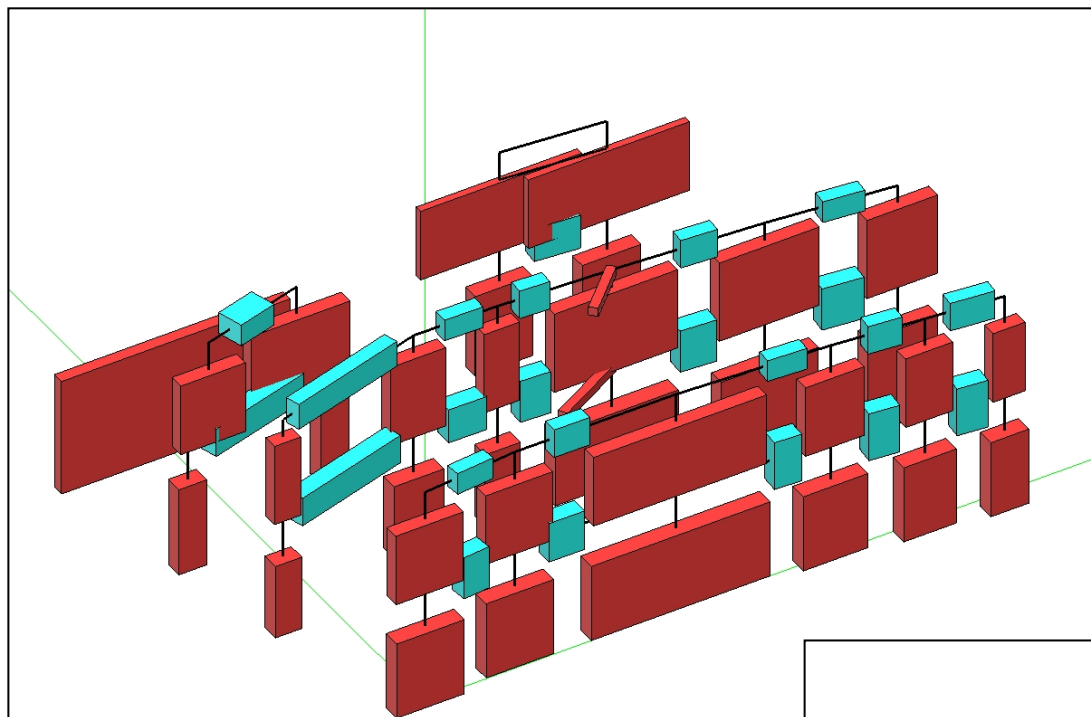


Modello costituito  
dai soli maschi  
murari (Mensole  
collegate)

Ipotesi di fasce di  
piano deboli  
o non rinforzate

Il rendering dello schema spaziale adottato, con i tronchi rigidi e le fasce di piano efficaci a flessione e taglio



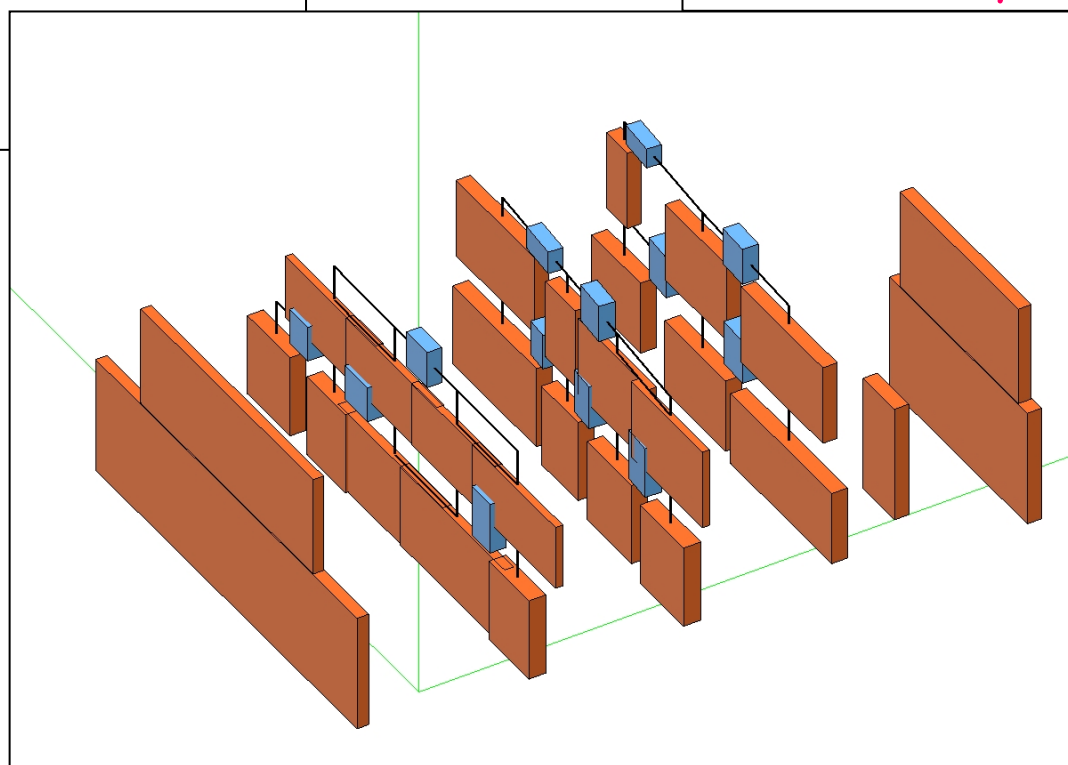


Le sezioni dei  
maschi murari sono  
rettangolari

I telai in  
direzione y

I telai in  
direzione x

Le sezioni delle  
fasce di piano  
(traversi) sono  
rettangolari



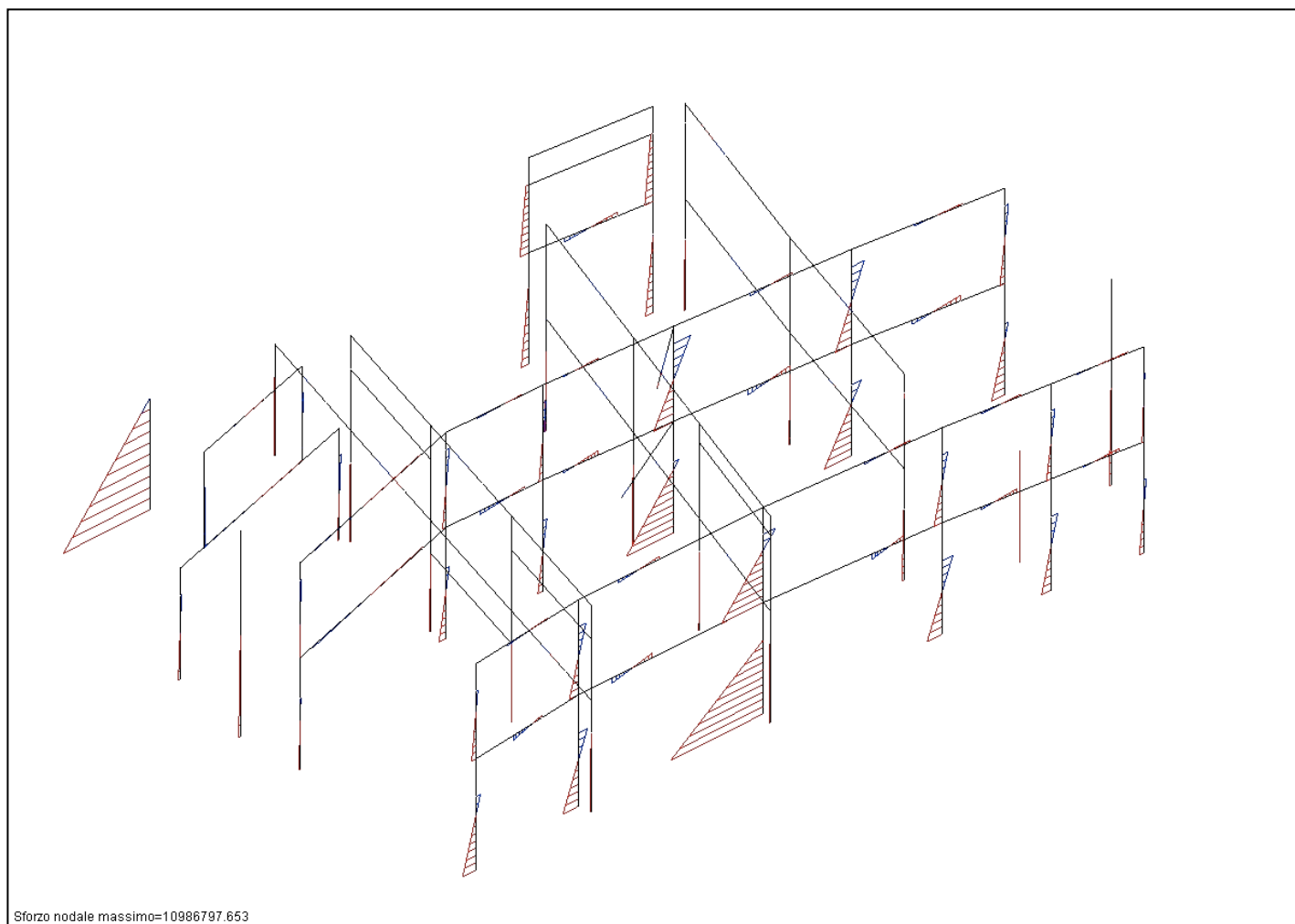
## LA RISOLUZIONE DELLO SCHEMA SPAZIALE

Con la risoluzione dello schema spaziale automaticamente si ottiene la ripartizione dei tagli di piano tra i vari maschi murari (telai) ad ogni livello.....

.....e quindi le corrispondenti caratteristiche della sollecitazione in tutti gli elementi strutturali (maschi murari e fasce di piano)

Per i telai disposti in dir.  $x$  interessano solo  $M$ ,  $\Delta N$  e  $T$  dovuti al sisma agente lungo  $X$ .  
Al contrario per quelli disposti in dir.  $y$

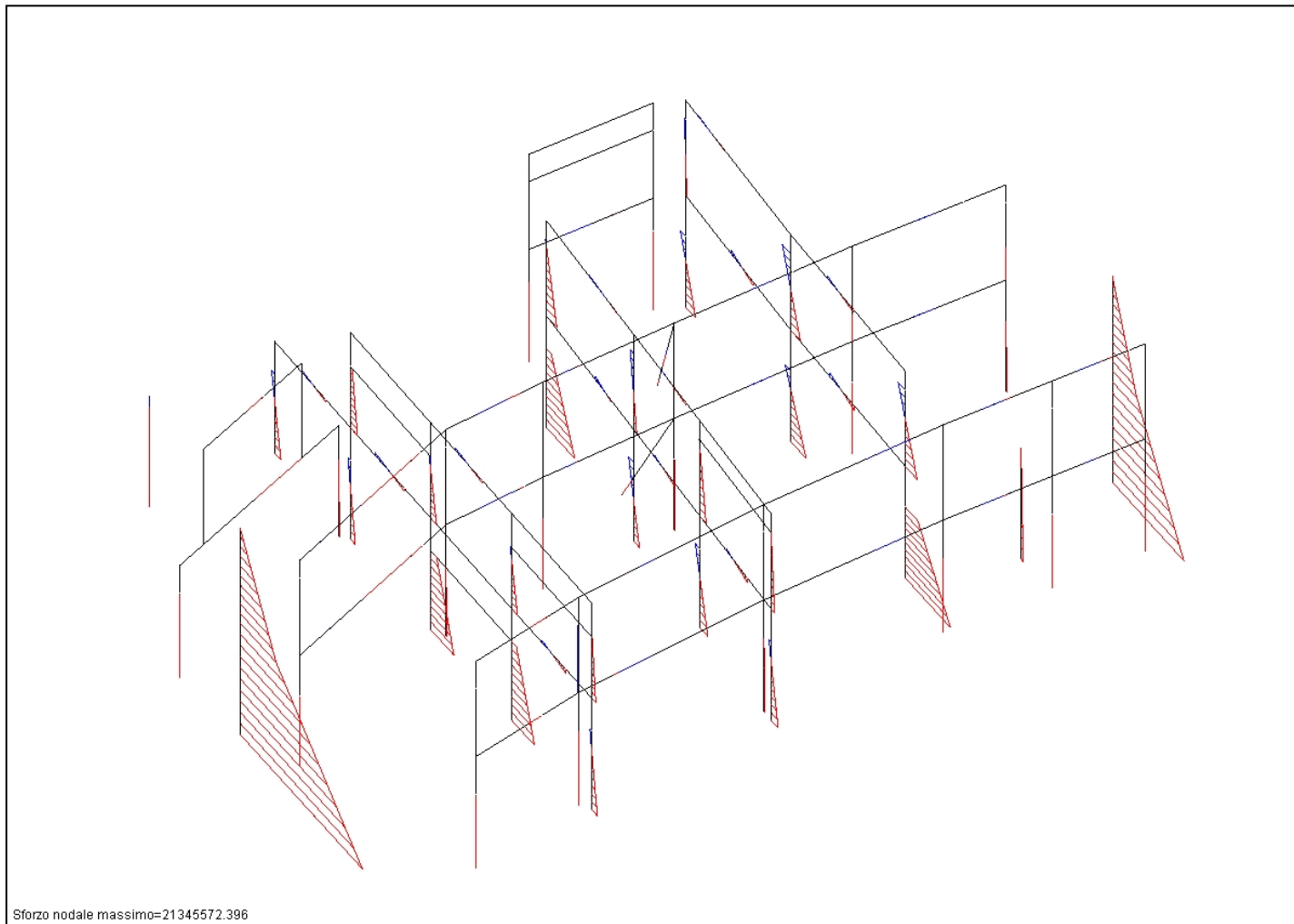
## Il diagramma del momento per sisma X nei telai in dir.x



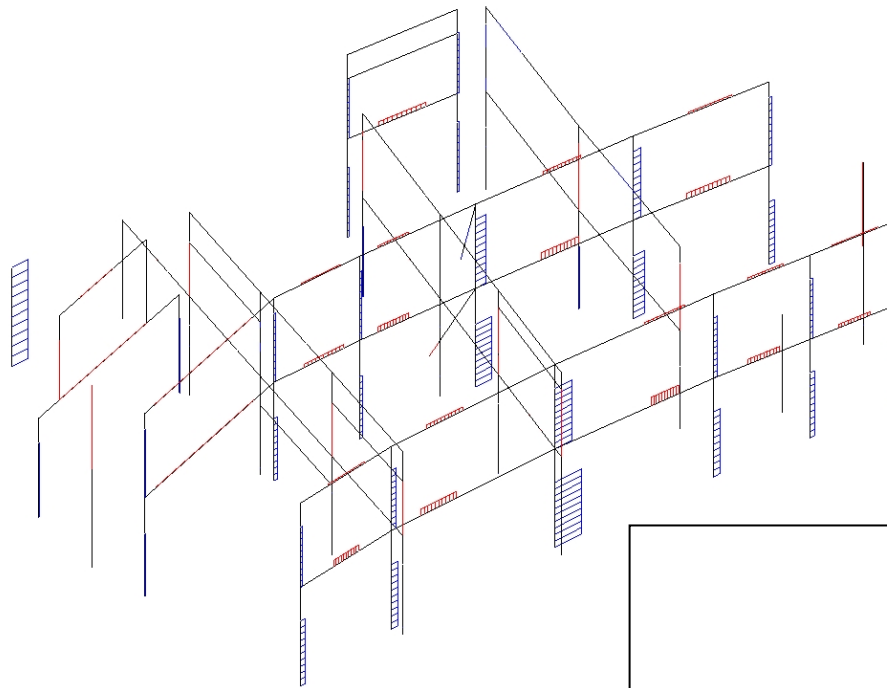
Le fasce di piano sono molto efficaci in questa direzione.  
I diagrammi del momento sono intrecciati



## Il diagramma del momento per sisma Y nei telai in dir.y



Le fasce di piano sono poco efficaci in questa direzione.  
I diagrammi del momento sono simili a quello della mensola



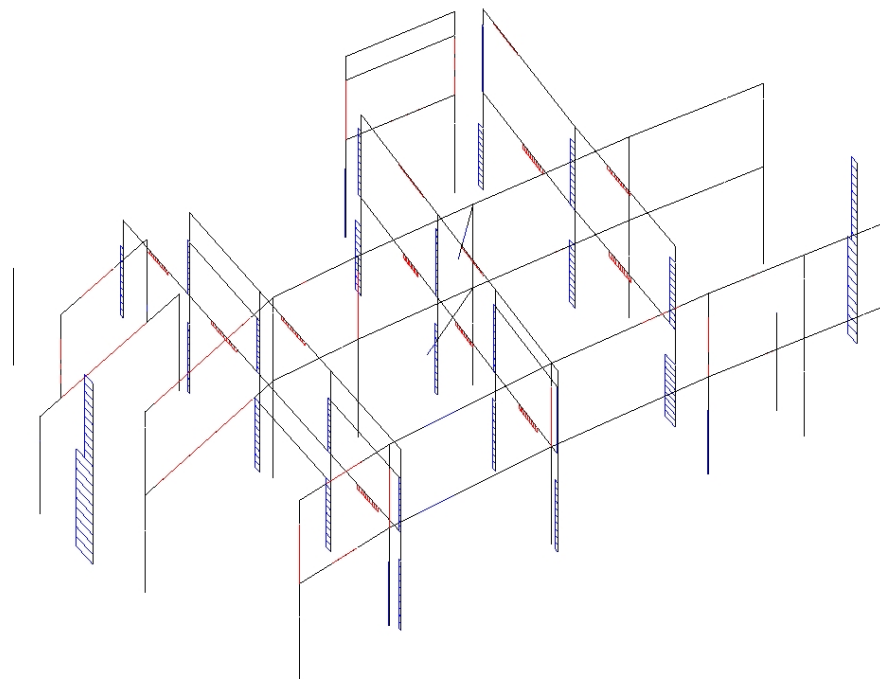
Sforzo nodale massimo=40495.675

I telai in  
direzione x

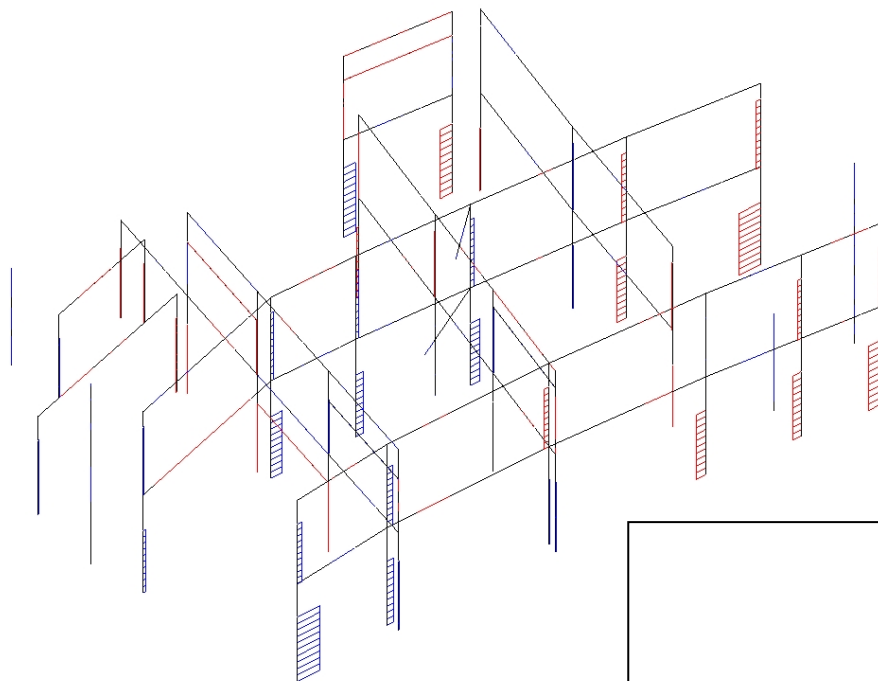
Le forze  
orizzontali sono  
fronteggiate da  
pochi maschi  
murari

I diagrammi del  
taglio

I telai in  
direzione y



Sforzo nodale massimo=36673.630



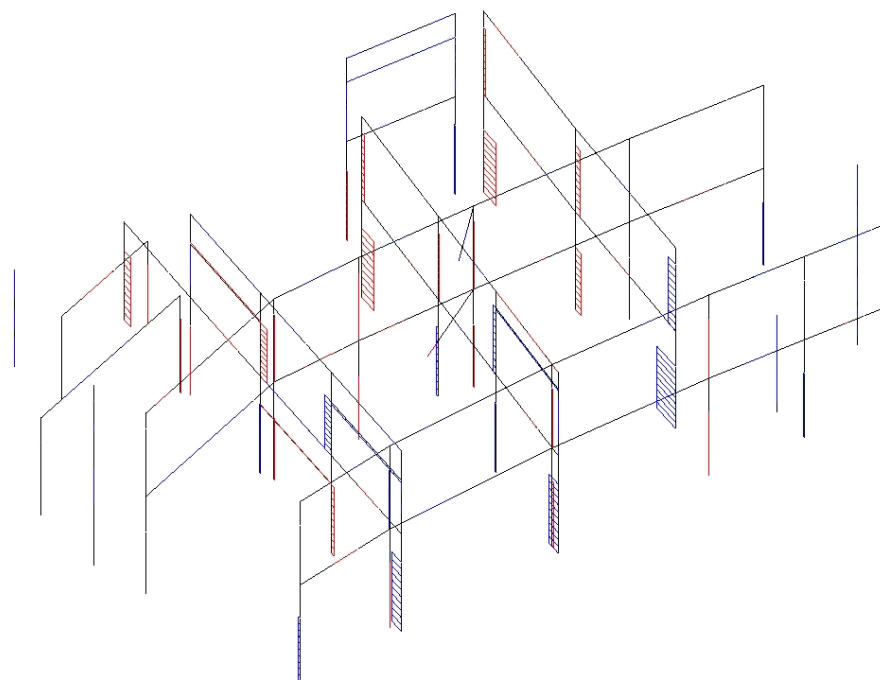
I diagrammi dello  
sforzo normale  
( $\Delta N$ )

I telai in  
direzione y

Sforzo nodale massimo=14717.295

I telai in  
direzione x

I maschi murari  
più sollecitati sono  
quelli di estremità



Sforzo nodale massimo=17292.837

## Caratterizzazione del materiale

Muratura di tufo di buona qualità  
con connessioni trasversali e malta buona o iniezioni di malta

Resistenza media a compressione (Tab. 11.D.1. E 11.D.2.)

$$f_m = 1,2 \times 1,5 \times 1,7 = 3,0 \text{ MPa}$$

Resistenza media a taglio (Tab. 11.D.1. E 11.D.2.)

$$f_m = 0,042 \times 1,5 \times 1,7 = 0,1 \text{ MPa}$$

Livello di conoscenza "ACCURATO" LC3

$$F.C. = 1,0 \quad \gamma_m = 2$$

Resistenza a compressione di calcolo

$$f_d = 3,0 / 2 = 1,5 \text{ MPa}$$

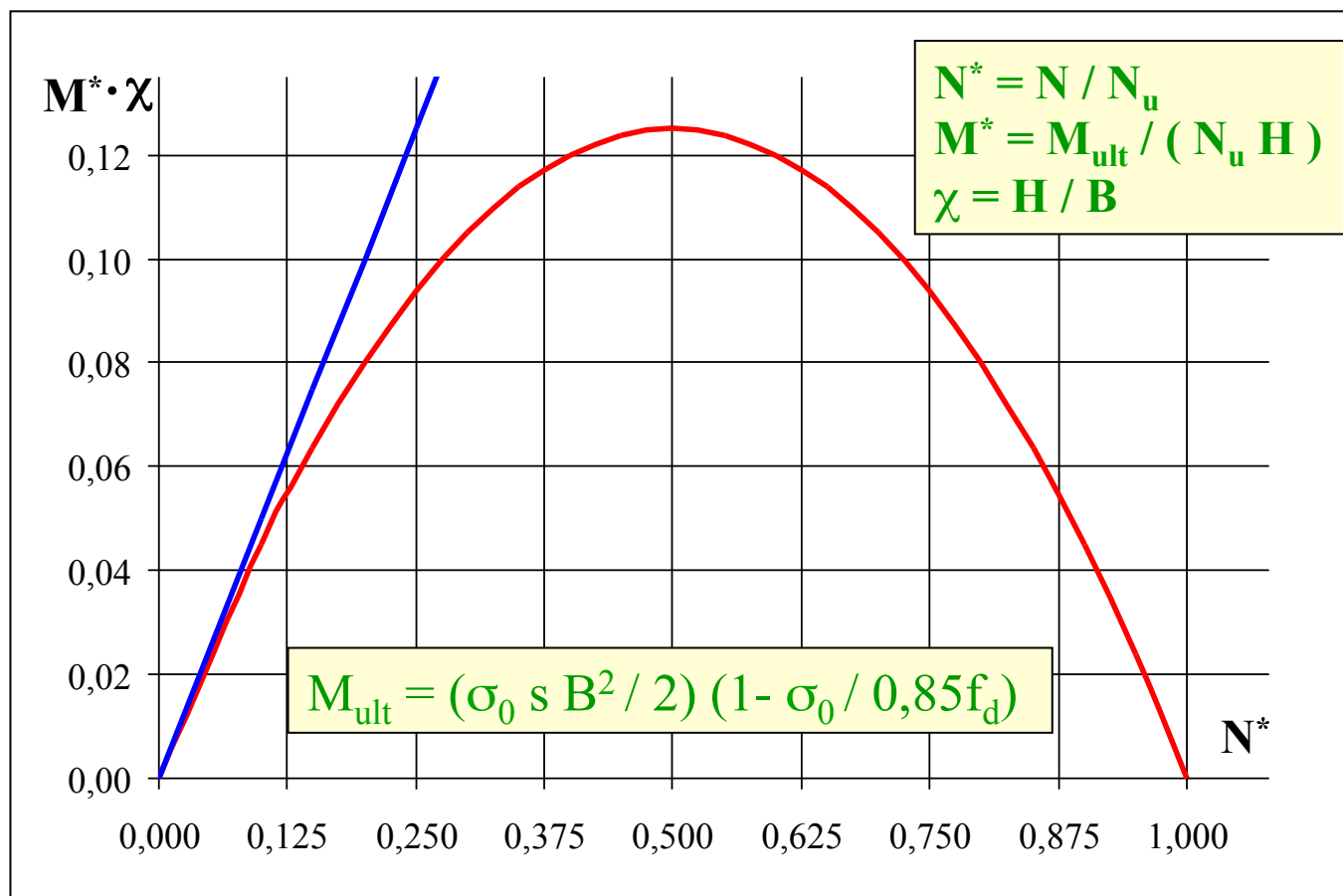
Resistenza a taglio di calcolo

$$f_{vod} = 0,1 / 2 = 0,05 \text{ MPa}$$

Modulo elastico (Tab. 11.D.1. E 11.D.2.)

$$E_m = 1260 \times 1,7 = 2142 \text{ MPa (21420 kg/cm}^2\text{)}$$

## Le verifiche a pressoflessione dei maschi murari

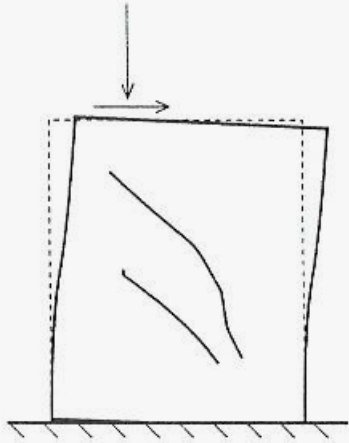


per	$(\sigma_0 / 0,85f_d = 0,1)$	$M_{ult} = (s_0 s B^2 / 2) \times 0,9$
per	$(\sigma_0 / 0,85f_d = 0,2)$	$M_{ult} = (s_0 s B^2 / 2) \times 0,8$
per	$(\sigma_0 / 0,85f_d = 0,3)$	$M_{ult} = (s_0 s B^2 / 2) \times 0,7$

A parità di tensione di compressione agente il momento ultimo non varia in maniera eccessiva al variare della resistenza a compressione

## Le verifiche a taglio dei maschi murari

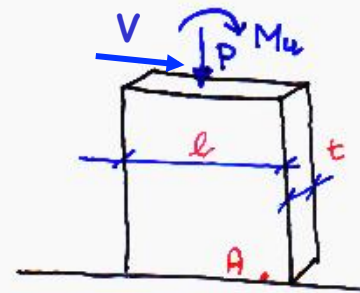
### Rottura per trazione diagonale



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

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

### La formula dell'Ordinanza per edifici esistenti



$$\sigma_0 = P / (l t) \quad \tau_k = f_{vod}$$

$$V_t = \tau_{ult} l t = \frac{1,5\tau_k}{b} l t \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1,5\tau_k}}$$

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

# LA VERIFICA DEI MASCHI MURARI (a taglio e a pressoflessione)

Telai X  
Piano terra

maschio	l (m)	t (m)	h (m)	h/l	M (kgm)	N (kg)	$\Delta N$ (sismico) (kg)	N+ $\Delta N$ (kg)	N- $\Delta N$ (kg)	T (kg)	$\sigma_0$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_0$ (+DN) (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_0$ (-DN) (kg/cm <sup>2</sup> )	M <sub>u</sub> (+ $\Delta N$ ) (kgm)	M <sub>u</sub> (- $\Delta N$ ) (kgm)	b	V <sub>t</sub> (+ $\Delta N$ ) (kg)	V <sub>t</sub> (- $\Delta N$ ) (kg)
1	7,80	0,40	3,80	0,49	102000	30000	0	30000	30000	25000	0,96	0,96	0,96	108176	108176	1,0	35349	35349
2	0,95	0,60	3,80	4,00	2122	19230	-1040	18190	20270	1220	3,37	3,19	3,56	6478	6943	1,5	6533	6829
3	0,95	0,60	3,80	4,00	2250	22270	1040	23310	21230	1326	3,91	4,09	3,72	7521	7138	1,5	7240	6961
4	0,90	0,60	3,80	4,22	1544	15720	1640	17360	14080	857	2,91	3,21	2,61	5842	5040	1,5	6208	5713
5	1,70	0,60	3,80	2,24	8396	24350	7250	31600	17100	4648	2,39	3,10	1,68	20333	12624	1,5	11552	9173
6	1,20	0,60	3,80	3,17	5621	17050	5396	22446	11654	4167	2,37	3,12	1,62	10175	6105	1,5	8175	6398
7	4,20	0,60	3,80	0,90	56234	39780	5945	45725	33835	23985	1,58	1,81	1,34	82357	63571	1,0	34949	31570
8	3,30	0,55	3,80	1,15	32200	34040	6076	40116	27964	16892	1,88	2,21	1,54	54717	40565	1,1	24585	21627
9	2,40	0,55	3,80	1,58	16418	29710	14156	43866	15554	7633	2,25	3,32	1,18	38919	16940	1,5	15381	10583
10	2,30	0,60	3,80	1,65	15798	29830	14717	44547	15113	7749	2,16	3,23	1,10	38259	15887	1,5	15891	10823
11	2,30	0,60	3,80	1,65	17787	23700	4617	28317	19083	10806	1,72	2,05	1,38	27324	19565	1,5	13337	11636
12	6,10	0,60	3,80	0,62	109868	54500	788	55288	53712	40496	1,49	1,51	1,47	148650	144966	1,0	47657	47201
13	2,20	0,60	3,80	1,73	17253	28840	5956	34796	22884	11352	2,18	2,64	1,73	30362	21750	1,5	14024	12010
14	1,80	0,60	3,80	2,11	11038	22270	5232	27502	17038	7040	2,06	2,55	1,58	19808	13437	1,5	11321	9513
15	1,30	0,60	3,80	2,92	4950	18890	8935	27825	9955	3082	2,42	3,57	1,28	13026	5823	1,5	9357	6410
16	1,95	0,55	3,80	1,95	8399	18300	7940	26240	10360	2968	1,71	2,45	0,97	20675	9336	1,5	11071	8111
17	2,00	0,55	3,80	1,90	8934	18300	7940	26240	10360	3122	1,66	2,39	0,94	21331	9595	1,5	11246	8261

# LA VERIFICA DEI MASCHI MURARI (a taglio e a pressoflessione)

Telai Y Piano  
terra

maschio	l (m)	t (m)	h (m)	h/l	M (kgm)	N (kg)	$\Delta N_{(sismico)}$ (kg)	N+ $\Delta N$ (kg)	N- $\Delta N$ (kg)	T (kg)	$\sigma_0$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_0 (+DN)$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_0 (-DN)$ (kg/cm <sup>2</sup> )	M <sub>u</sub> (+ $\Delta N$ ) (kgm)	M <sub>u</sub> (- $\Delta N$ ) (kgm)	b	V <sub>t</sub> (+ $\Delta N$ ) (kg)	V <sub>t</sub> (- $\Delta N$ ) (kg)
51	15,40	0,40	3,80	0,25	213469	104651	0	104651	104651	36672	1,70	1,70	1,70	698442	698442	1,0	83482	83482
52	2,30	0,60	3,80	1,65	10326	48772	8853	57625	39919	4533	3,53	4,18	2,89	44565	35492	1,5	17683	15206
53+54	6,00	0,60	3,80	0,63	81353	50223	2261	52484	47962	21150	1,40	1,46	1,33	139448	128851	1,0	46326	44989
55	2,20	0,55	3,80	1,73	9074	20383	148	20531	20235	4504	1,68	1,70	1,67	19579	19339	1,5	10928	10873
56	2,45	0,55	3,80	1,55	11450	17230	6444	23674	10786	5770	1,28	1,76	0,80	25005	12383	1,5	12318	9687
57	2,50	0,60	3,80	1,52	12971	21036	8979	30015	12057	5632	1,40	2,00	0,80	31631	14121	1,5	14364	10795
58	2,55	0,55	3,80	1,49	13641	25868	1409	27277	24459	7465	1,84	1,94	1,74	29473	26920	1,5	13293	12788
59	2,10	0,55	3,80	1,81	10188	23285	1087	24372	22198	6427	2,02	2,11	1,92	21355	19795	1,5	11278	10900
60	4,80	0,55	3,80	0,79	48889	40748	11474	52222	29274	14027	1,54	1,98	1,11	105888	64147	1,0	37763	31172
61	5,80	0,55	3,80	0,66	79167	47775	17262	65037	30513	21686	1,50	2,04	0,96	158448	81849	1,0	46135	36089
62	3,50	0,55	3,80	1,09	26578	35321	5578	40899	29743	14025	1,83	2,12	1,55	59646	45743	1,0	28265	25256
63	2,80	0,55	3,80	1,36	17099	25550	11685	37235	13865	10270	1,66	2,42	0,90	42243	18040	1,4	16955	12238
64	1,80	0,50	3,80	2,11	3783	7848	0	7848	7848	923	0,87	0,87	0,87	6580	6580	1,5	6618	6618
65	7,90	0,50	3,80	0,48	124501	49184	0	49184	49184	19975	1,25	1,25	1,25	175304	175304	1,0	48319	48319

La massima tensione di compressione è  $4,18 \text{ kg/cm}^2 = 0,33 \times 0,85 f_d$



## LA VERIFICA DEI MASCHI MURARI (a taglio e a pressoflessione)

Le verifiche sono sempre soddisfatte e non si deve prevedere alcun intervento di rinforzo dei maschi

Considerando le fasce deboli (mensole collegate) le verifiche non sarebbero soddisfatte in molti maschi

Quindi è essenziale che le fasce di piano siano in grado di sopportare le caratteristiche della sollecitazione che le competono per la loro funzione di accoppiamento dei maschi murari (fascia trave)

# LE VERIFICHE DELLE FASCE DI PIANO (a flessione e a taglio)

Trave in muratura con  
catena o cordolo  
(Fascia catena)

- meccanismo di pressoflessione

$$M_{ult} = H_p h/2 \times [1 - H_p / (0,85 f_{hd} h t)]$$

con  $H_p = \min(N', R_{catena})$

$$V_p = 2 M_{ult} / l \quad (\text{puntone})$$

- meccanismo di taglio

$$V_t = h t f_{vdo}$$

$$\text{con } f_{vdo} = f_{vko} / \gamma_m$$

- resistenza della trave muraria:

$$V_{ult} = \min(V_p, V_t)$$

Trave in muratura con  
armatura sup. e inf.  
(Fascia trave)

Per la flessione (EC6)

$$M_{rd} = 0,4 f_{hd} t d^2 \quad (\text{per la muratura})$$

$$M_{rd} = A_f f_{yd} z \quad (\text{per l'acciaio})$$

$d$  = altezza utile

$z$  = braccio della coppia interna

Per il taglio (OPCM)

$$V_{rd1} = f_{vdo} t d \quad (\text{resistenza a taglio senza armatura})$$

$$V_{rdmax} = 0,3 f_{bd} t d \quad (\text{max. res. a taglio con armatura})$$

$$A_{fst} = V_d / (f_{yd} z) \quad (\text{area staffe a metro})$$

# VERIFICHE DELLE FASCE DI PIANO (a flessione e a taglio)

fascia	altezza (m)	base (m)	z (m)	M (kg*m)	T (kg)	A <sub>f</sub> (cm <sup>2</sup> )	V <sub>t</sub> (kg)	A <sub>st</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	V <sub>res</sub> (kg)	M <sub>res</sub> (kgm)
5-6	1,20	0,60	0,72	5230	6200	3,04	3600	2,64	32400	18662
6-7	1,50	0,60	0,90	3010	9630	1,40	4500	3,28	40500	29160
7-8	1,50	0,60	0,90	8030	12990	3,73	4500	4,43	40500	29160
8-9	1,50	0,60	0,90	5760	10150	2,68	4500	3,46	40500	29160
10-11	1,50	0,60	0,90	6830	11440	3,18	4500	3,90	40500	29160
11-12	1,40	0,60	0,84	7260	11900	3,62	4200	4,35	37800	25402
12-13	1,70	0,60	1,02	8070	15760	3,31	5100	4,74	45900	37454
13-14	1,70	0,60	1,02	3630	9390	1,49	5100	2,82	45900	37454
14-15	1,70	0,60	1,02	1970	6590	0,81	5100	1,98	45900	37454
16-17	1,20	0,60	0,72	5660	7540	3,29	3600	3,21	32400	18662

Telai X  
Piano terra

Tutte le fasce di  
piano devono  
essere armate a  
taglio

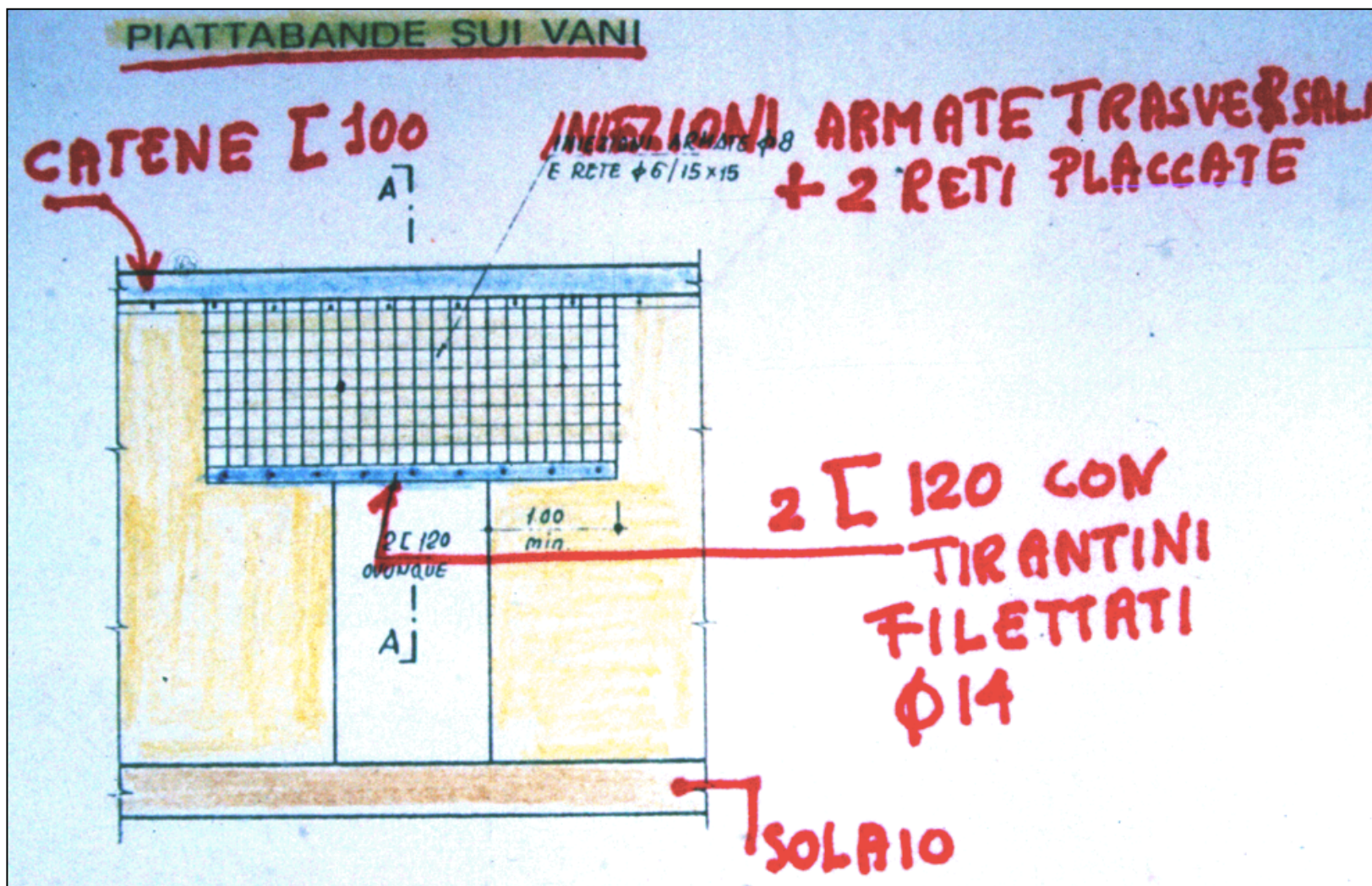
fascia	altezza (m)	base (m)	z (m)	M (kg*m)	T (kg)	A <sub>f</sub> (cm <sup>2</sup> )	V <sub>t</sub> (kg)	A <sub>st</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	V <sub>res</sub> (kg)	M <sub>res</sub> (kgm)
52-53	1,00	0,60	0,60	5873	8853	4,10	2700	4,53	27000	12960
54-55	1,00	0,60	0,60	4351	6592	3,03	2700	3,37	27000	12960
55-56	1,20	0,60	0,72	3434	6444	2,00	3240	2,75	32400	18662
57-58	1,50	0,60	0,90	6625	8979	3,08	4050	3,06	40500	29160
58-59	1,50	0,60	0,90	4280	7073	1,99	4050	2,41	40500	29160
59-60	1,50	0,60	0,90	4802	9022	2,23	4050	3,07	40500	29160
61-62	1,40	0,60	0,84	6739	10595	3,36	3780	3,87	37800	25402
62-63	1,70	0,60	1,02	5311	9644	2,18	4590	2,90	45900	37454

Tutte le fasce  
sono comunque  
armate a flessione

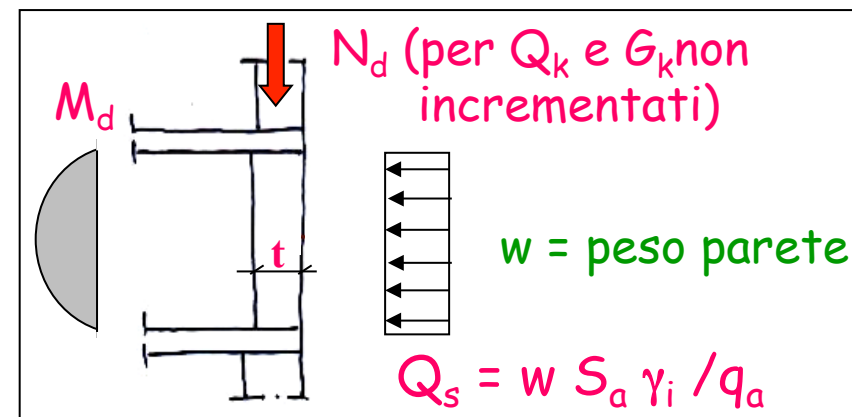
Telai Y Piano  
terra

## Interventi sulla fasce di piano

Incremento della resistenza a flessione e a taglio



# Le verifiche dei maschi murari al di fuori del proprio piano



## Coefficiente sismico

$$c = 2.5 \times 1.25 \times 0.17 / 3 = 0.177$$

## Momento resistente

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

Le verifiche sono  
sempre  
abbondantemente  
soddisfatte

### - Piano primo - Maschio meno caricato (12 x)

$$\begin{aligned} \text{p.p.} &= 0.5 \times 16 \times 1 = 8.0 \text{ kN/m}^2 \\ q_{\text{oriz}} &= 8.0 \times 0.177 = 1.41 \text{ kN/m}^2 \\ M_{\text{max}} &= 1.41 \times 3.5^2 / 8 = 2.17 \text{ kNm/m} \\ \sigma_o \text{ min} &= 0.06 \text{ N/mm}^2 \\ M_u &= 7.1 \text{ kNm/m} > M_{\text{max}} \end{aligned}$$

### - Piano primo - Maschio più caricato (6 x)

$$\begin{aligned} \text{p.p.} &= 0.5 \times 16 \times 1 = 8.0 \text{ kN/m}^2 \\ q_{\text{oriz}} &= 8.0 \times 0.177 = 1.41 \text{ kN/m}^2 \\ M_{\text{max}} &= 1.41 \times 3.5^2 / 8 = 2.17 \text{ kNm/m} \\ \sigma_o \text{ max} &= 0.17 \text{ N/mm}^2 \\ M_u &= 18.4 \text{ kNm/m} > M_{\text{max}} \end{aligned}$$

### - Piano primo - Maschio (51 y)

$$\begin{aligned} \text{p.p.} &= 0.35 \times 16 \times 1 = 5.6 \text{ kN/m}^2 \\ q_{\text{oriz}} &= 5.6 \times 0.177 = 0.99 \text{ kN/m}^2 \\ M_{\text{max}} &= 0.99 \times 3.5^2 / 8 = 1.52 \text{ kNm/m} \\ \sigma_o \text{ max} &= 0.07 \text{ N/mm}^2 \\ M_u &= 4.0 \text{ kNm/m} > M_{\text{max}} \end{aligned}$$

### - Piano terra - Maschio meno caricato (1 x)

$$\begin{aligned} \text{p.p.} &= 0.6 \times 16 \times 1 = 9.6 \text{ kN/m}^2 \\ q_{\text{oriz}} &= 9.6 \times 0.177 = 1.7 \text{ kN/m}^2 \\ M_{\text{max}} &= 1.7 \times 4.2^2 / 8 = 3.75 \text{ kNm/m} \\ \sigma_o \text{ min} &= 0.09 \text{ N/mm}^2 \\ M_u &= 15.0 \text{ kNm/m} > M_{\text{max}} \end{aligned}$$

### - Piano terra - Maschio più caricato (6 x)

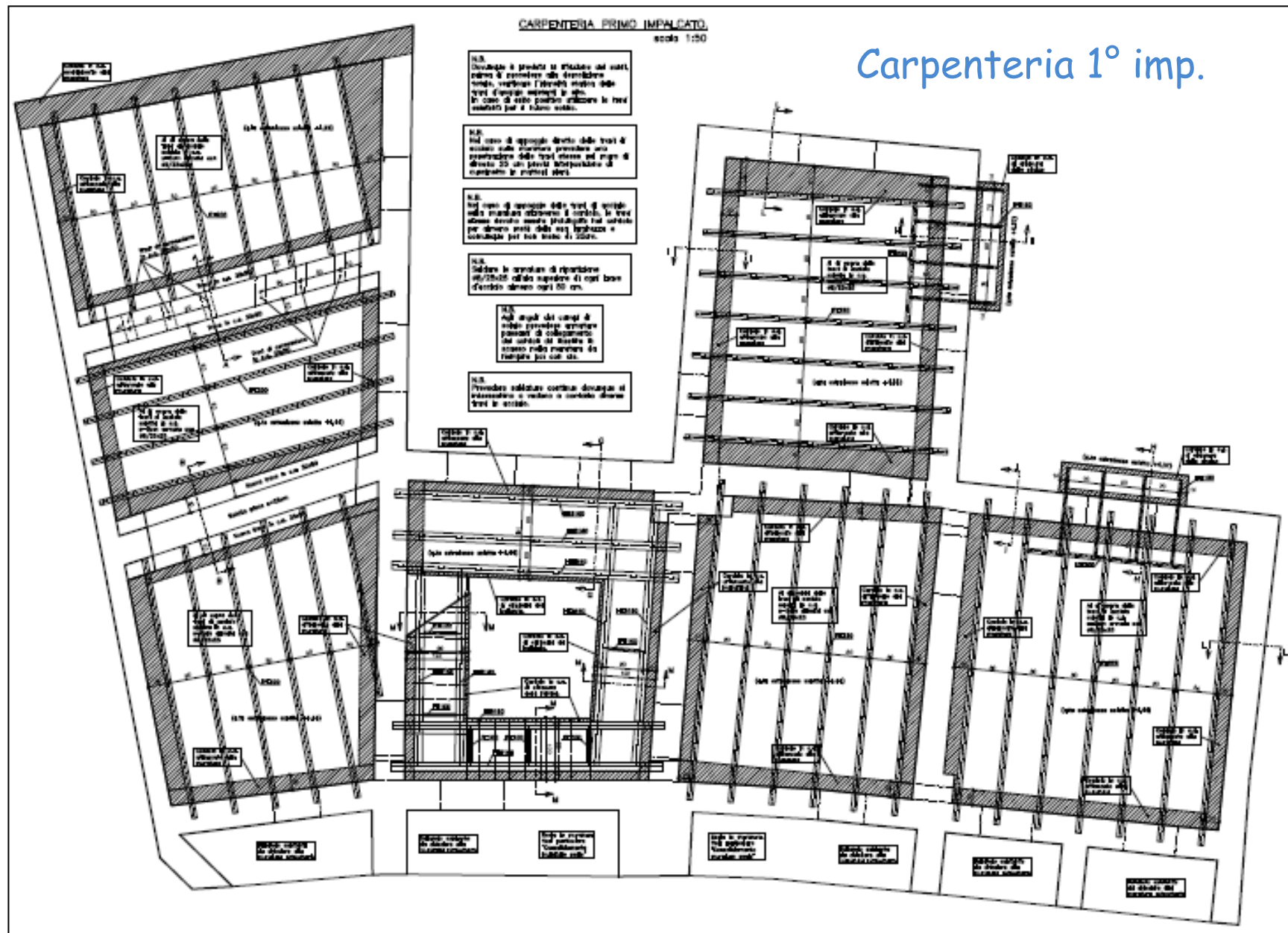
$$\begin{aligned} \text{p.p.} &= 0.6 \times 16 \times 1 = 9.6 \text{ kN/m}^2 \\ q_{\text{oriz}} &= 9.6 \times 0.177 = 1.7 \text{ kN/m}^2 \\ M_{\text{max}} &= 1.7 \times 4.2^2 / 8 = 3.75 \text{ kNm/m} \\ \sigma_o \text{ max} &= 0.24 \text{ N/mm}^2 \\ M_u &= 35.1 \text{ kNm/m} > M_{\text{max}} \end{aligned}$$

### - Piano terra - Maschio (51 y)

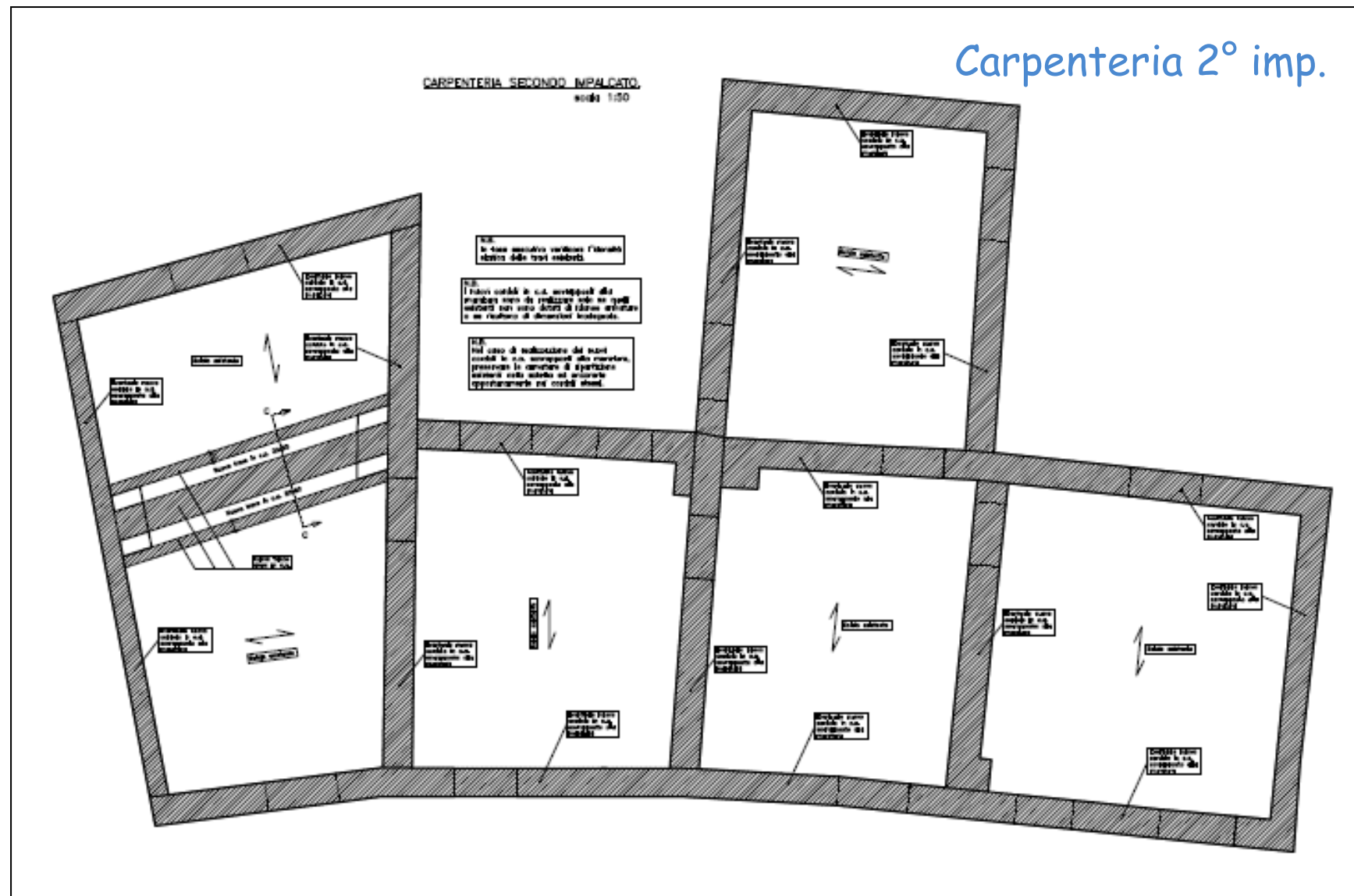
$$\begin{aligned} \text{p.p.} &= 0.4 \times 16 \times 1 = 6.4 \text{ kN/m}^2 \\ q_{\text{oriz}} &= 6.4 \times 0.177 = 1.13 \text{ kN/m}^2 \\ M_{\text{max}} &= 1.13 \times 4.2^2 / 8 = 2.5 \text{ kNm/m} \\ \sigma_o \text{ max} &= 0.17 \text{ N/mm}^2 \\ M_u &= 11.8 \text{ kNm/m} > M_{\text{max}} \end{aligned}$$



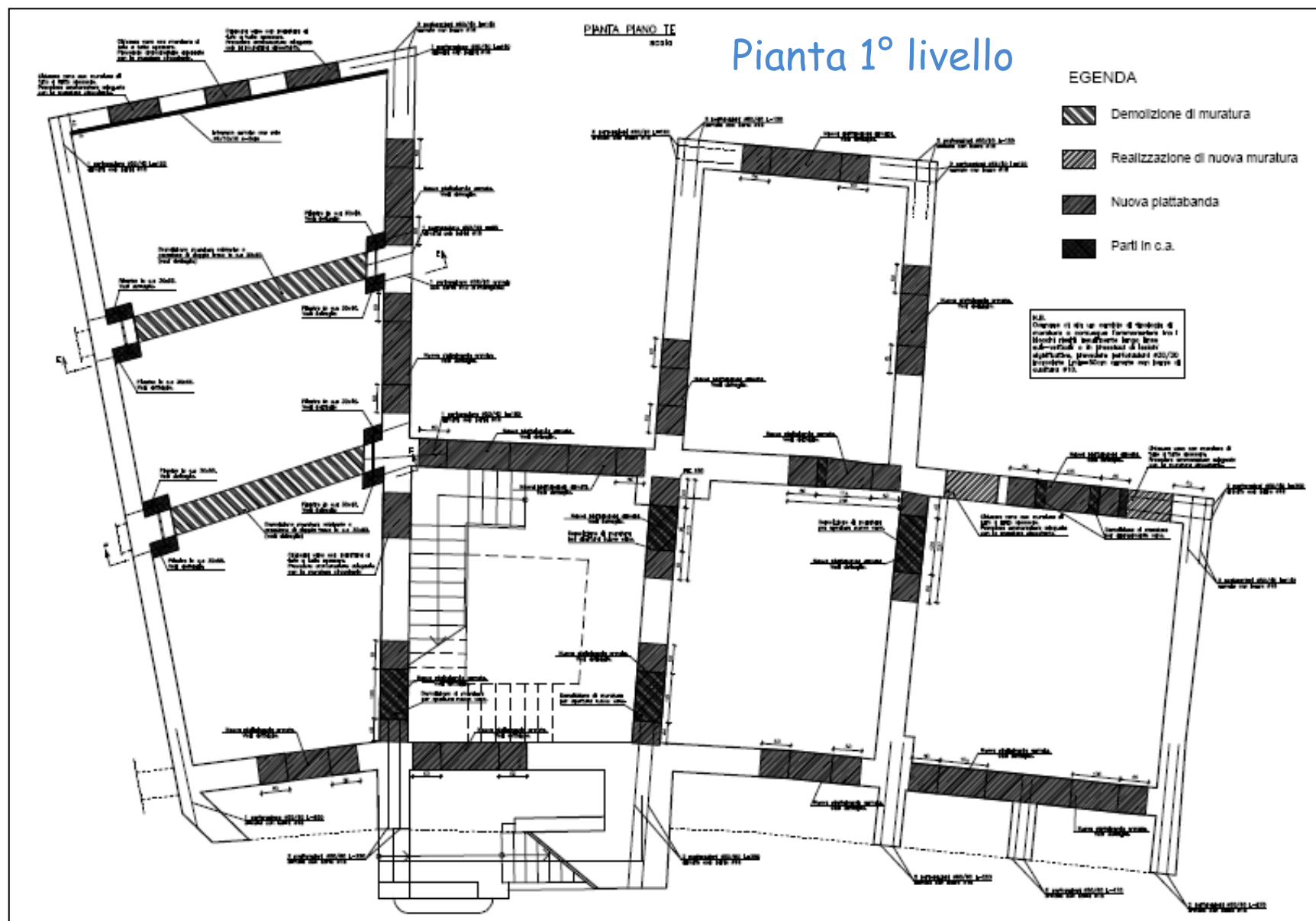
## Rifazione dei solai con realizzazione di cordoli



# Realizzazione di cordoli in copertura

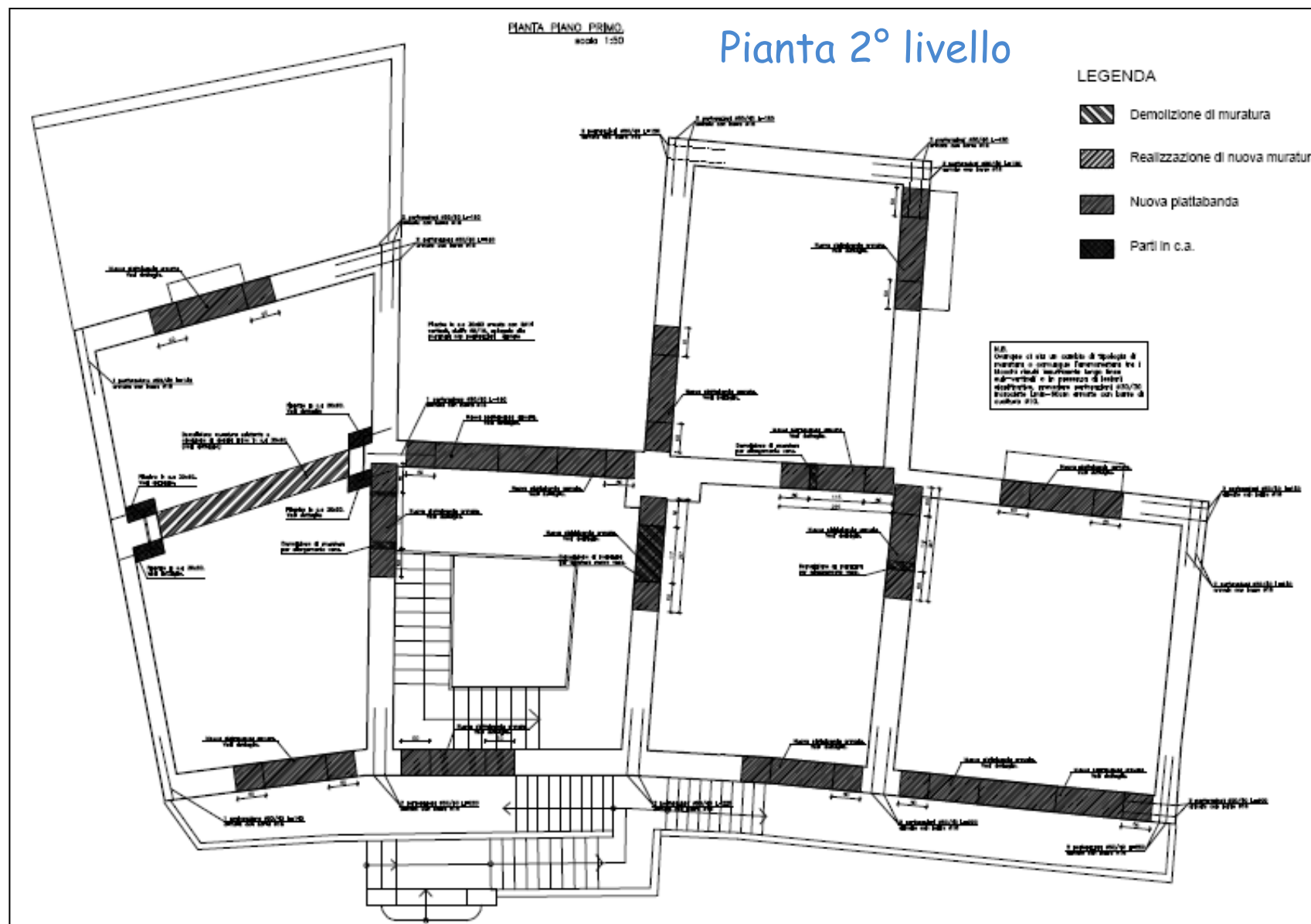


# Interventi sulle murature: Cuciture croci di muro, Piattabande, Aperture e Chiusure di vani

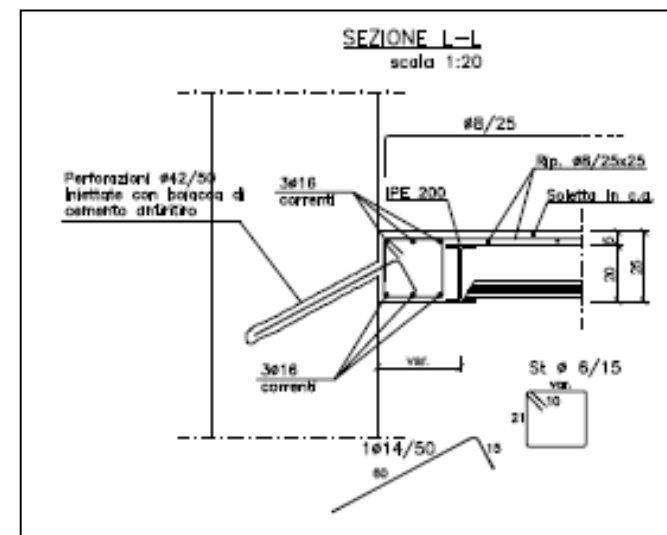
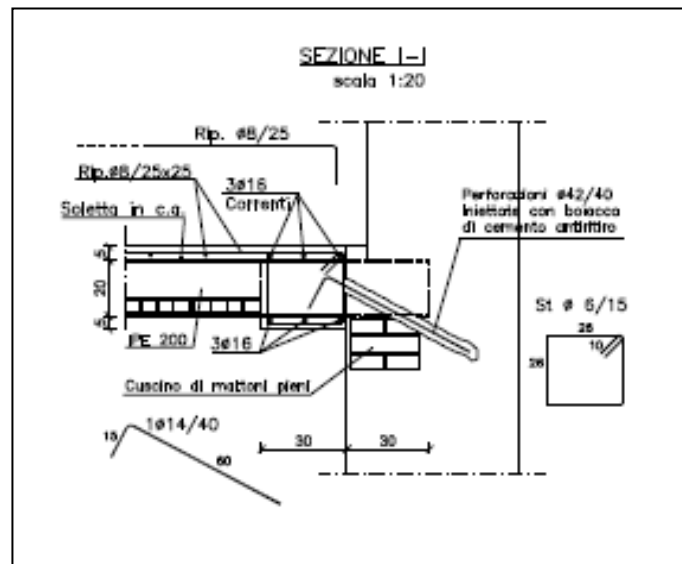
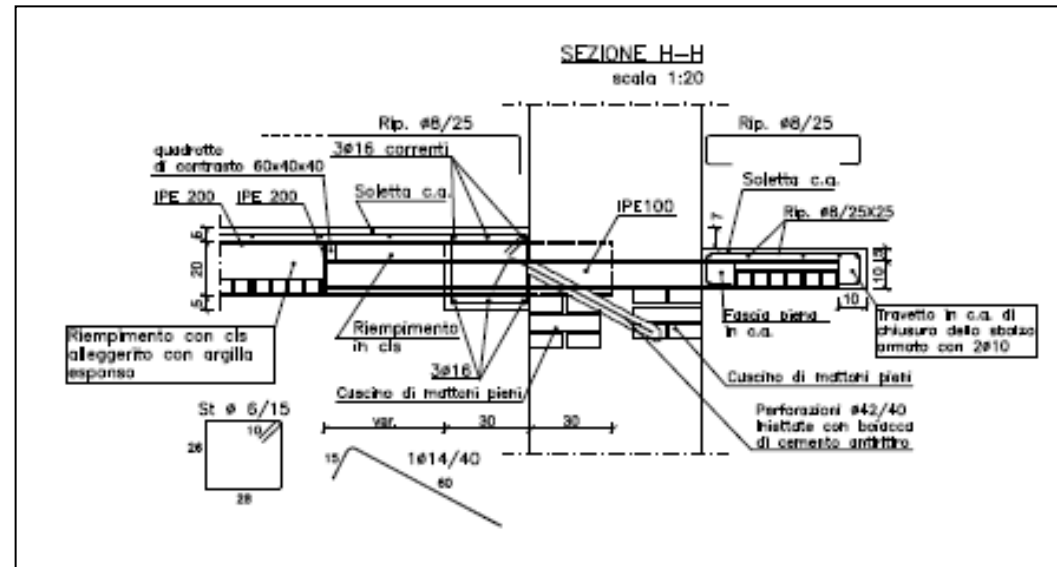
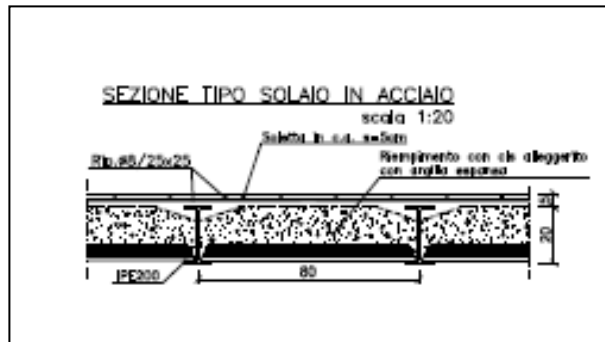




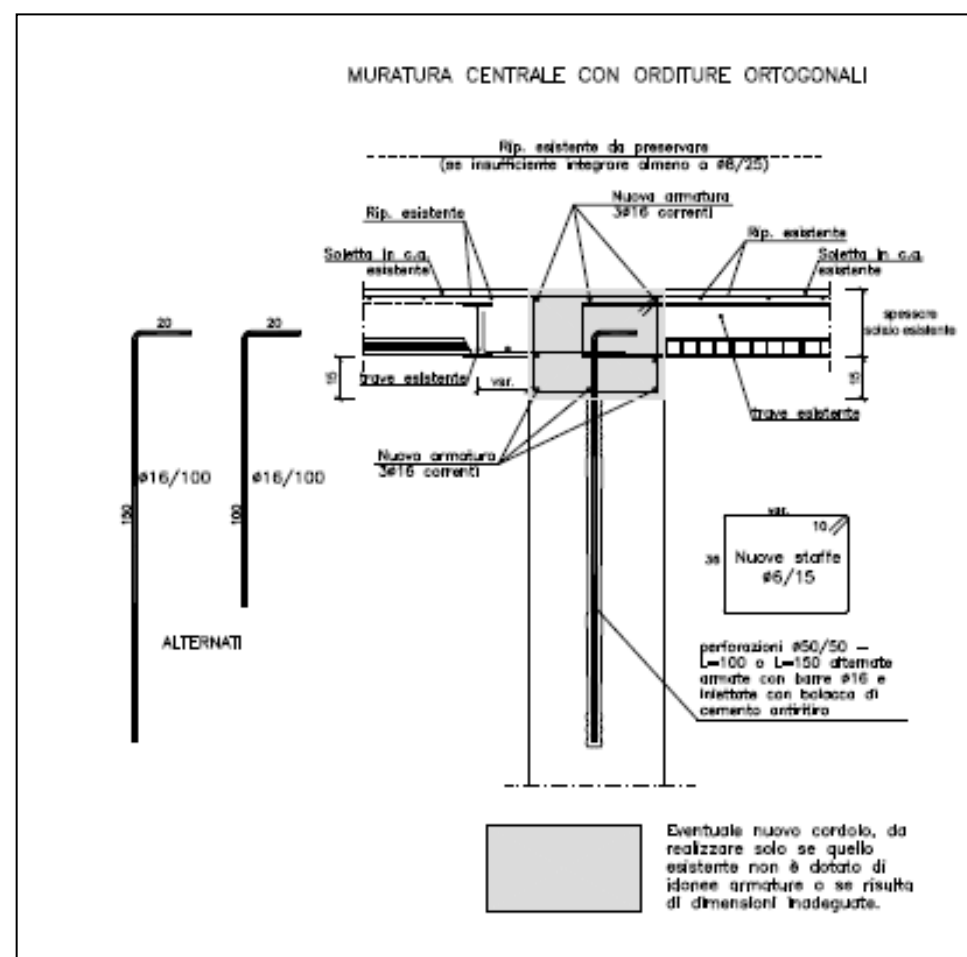
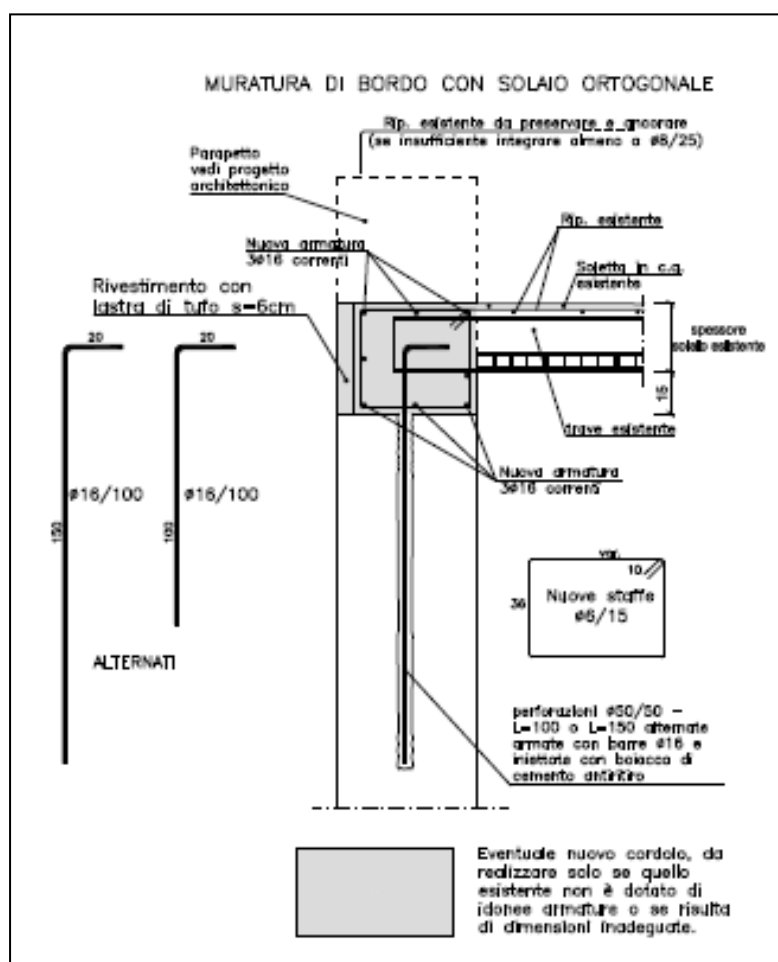
# Interventi sulle murature: Cuciture croci di muro, Piattabande, Aperture e Chiusure di vani



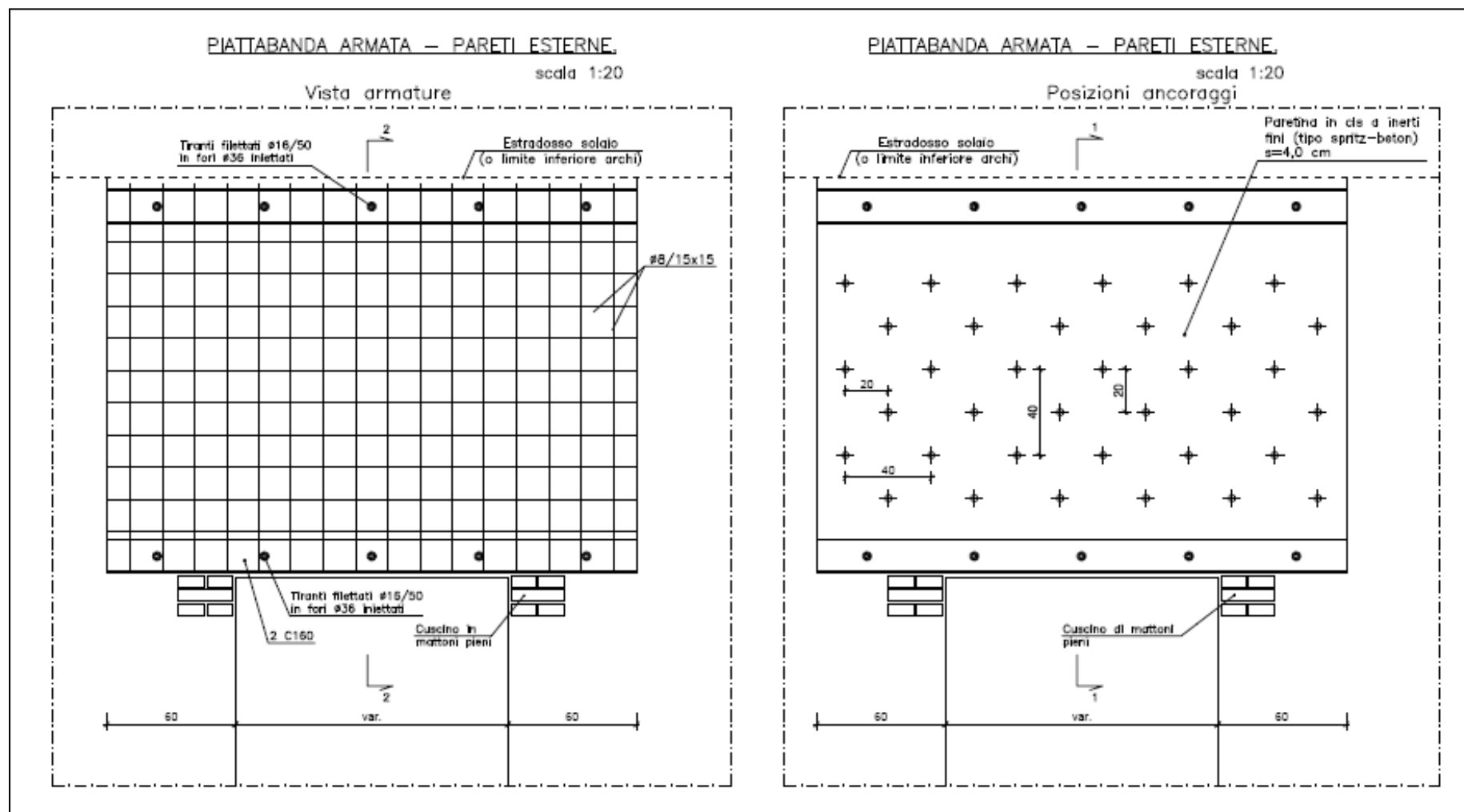
## Interventi sui solai: nuovi solai in acciaio e cordoli



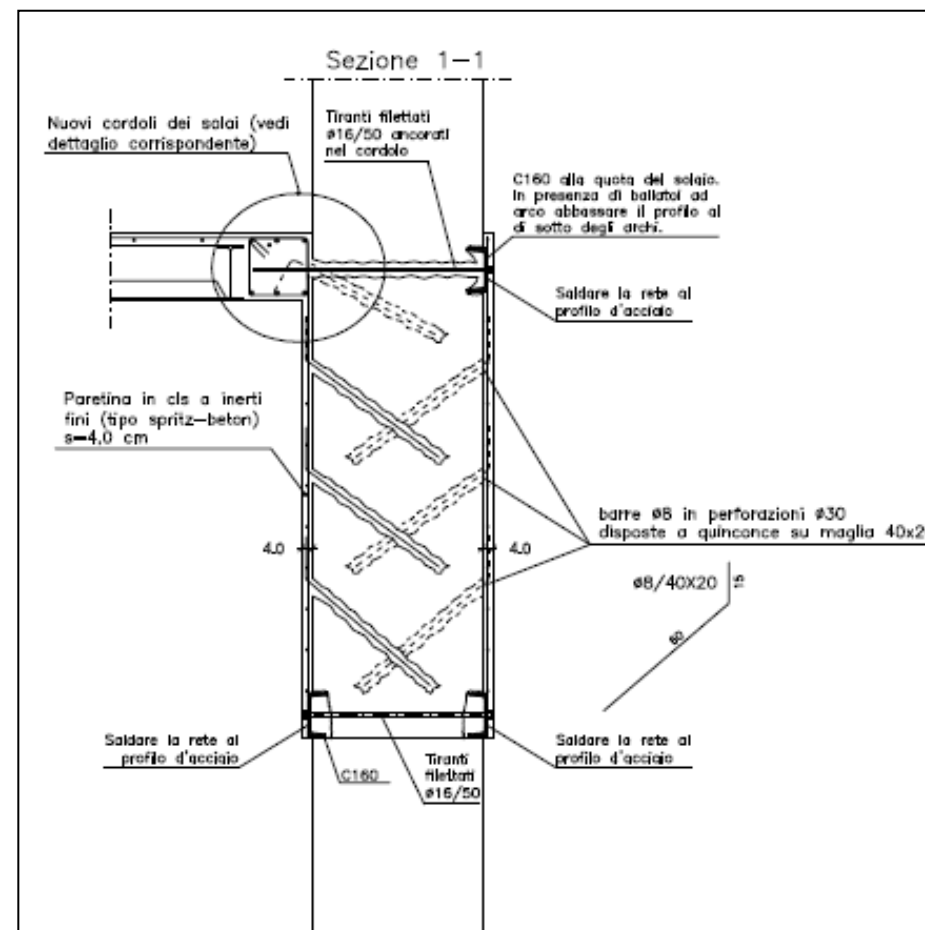
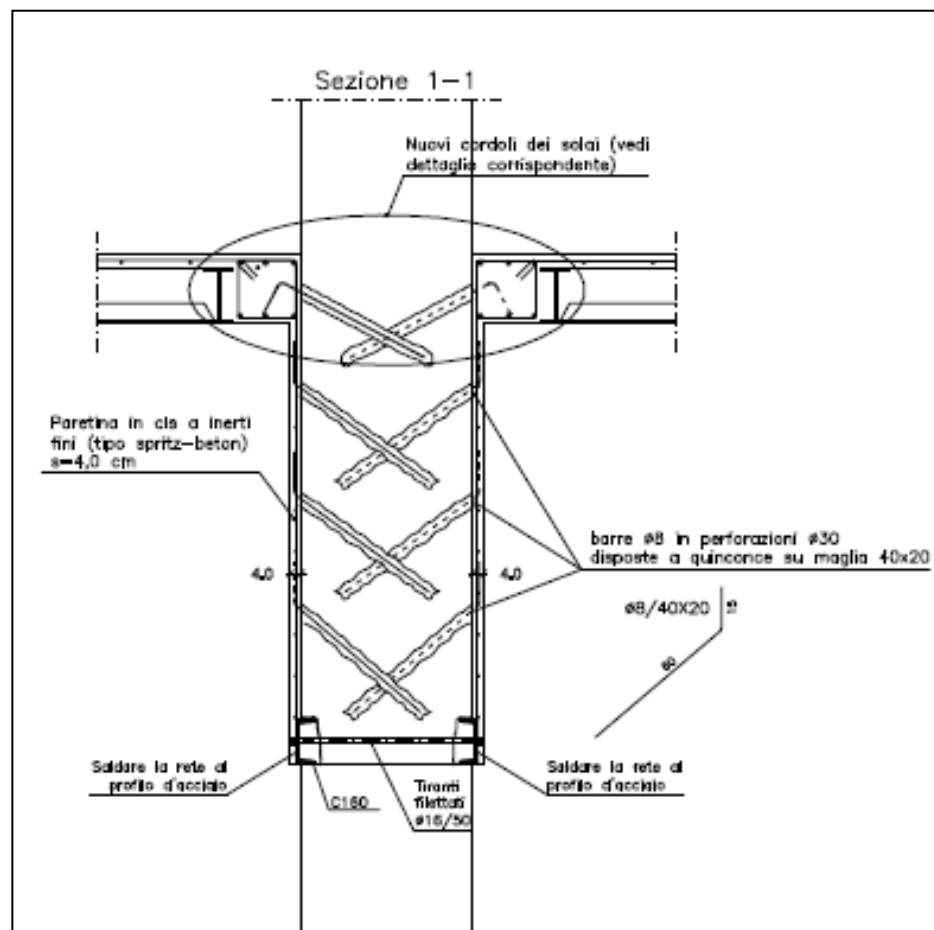
# Interventi in copertura: nuovi cordoli



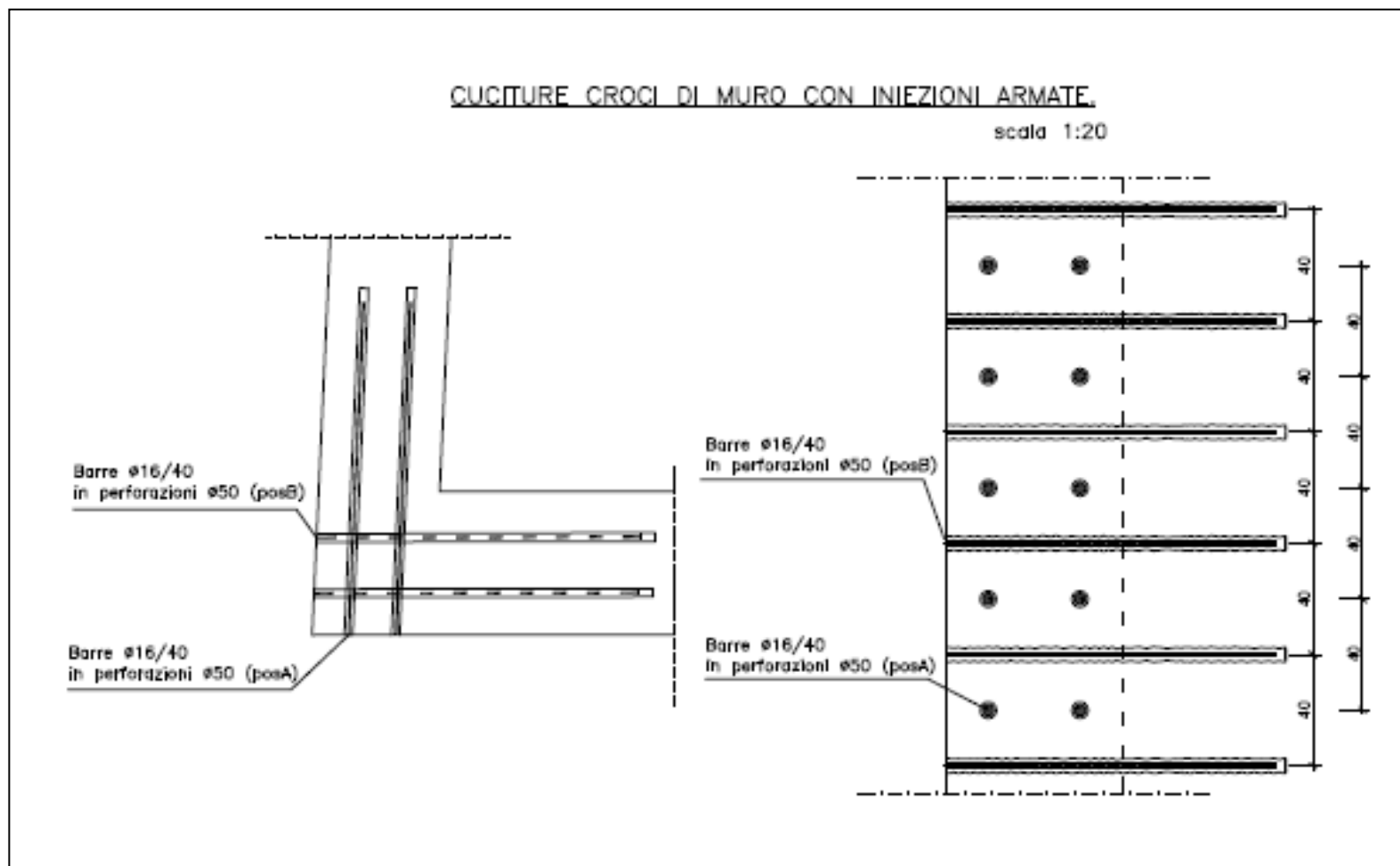
# Interventi sulle murature: nuove piattabande



## Interventi sulle murature: nuove piattabande



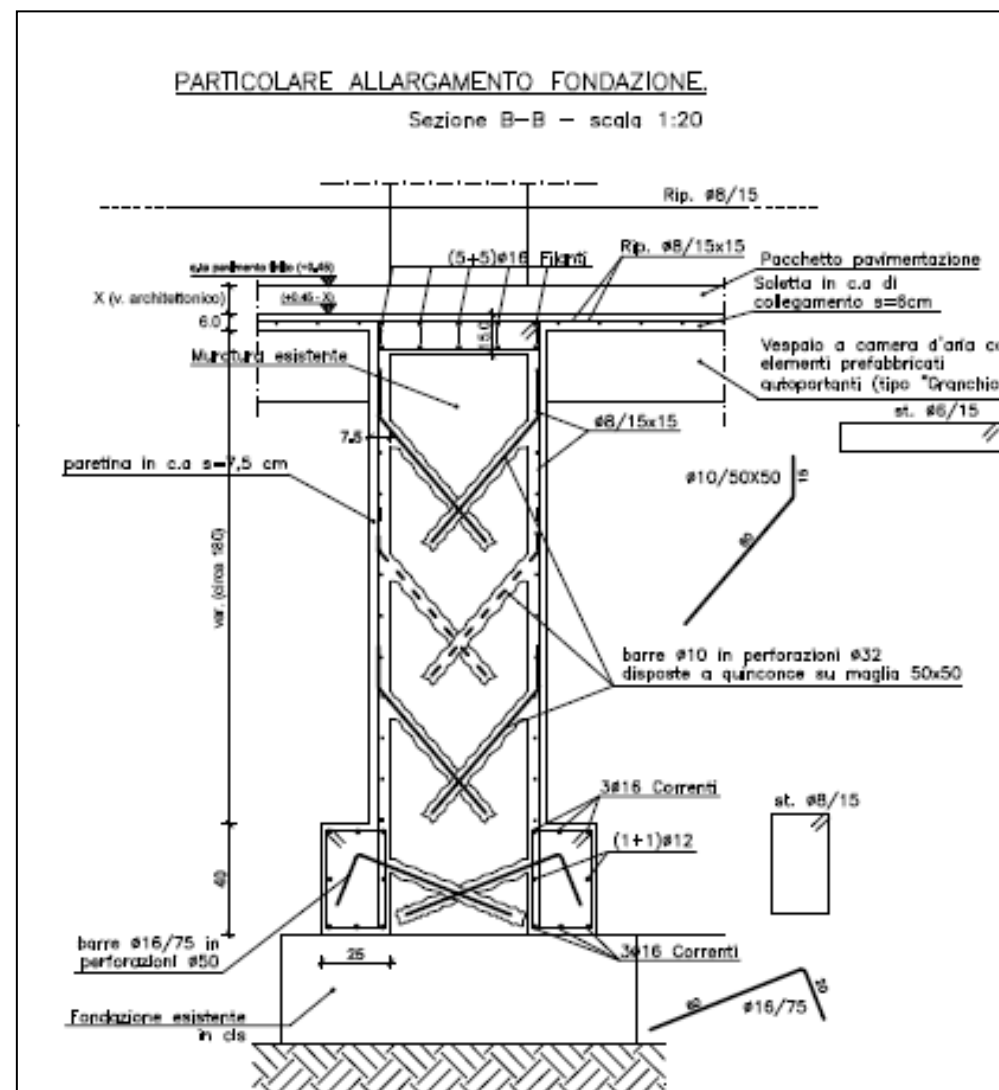
## Interventi sulle murature: cuciture croci di muro





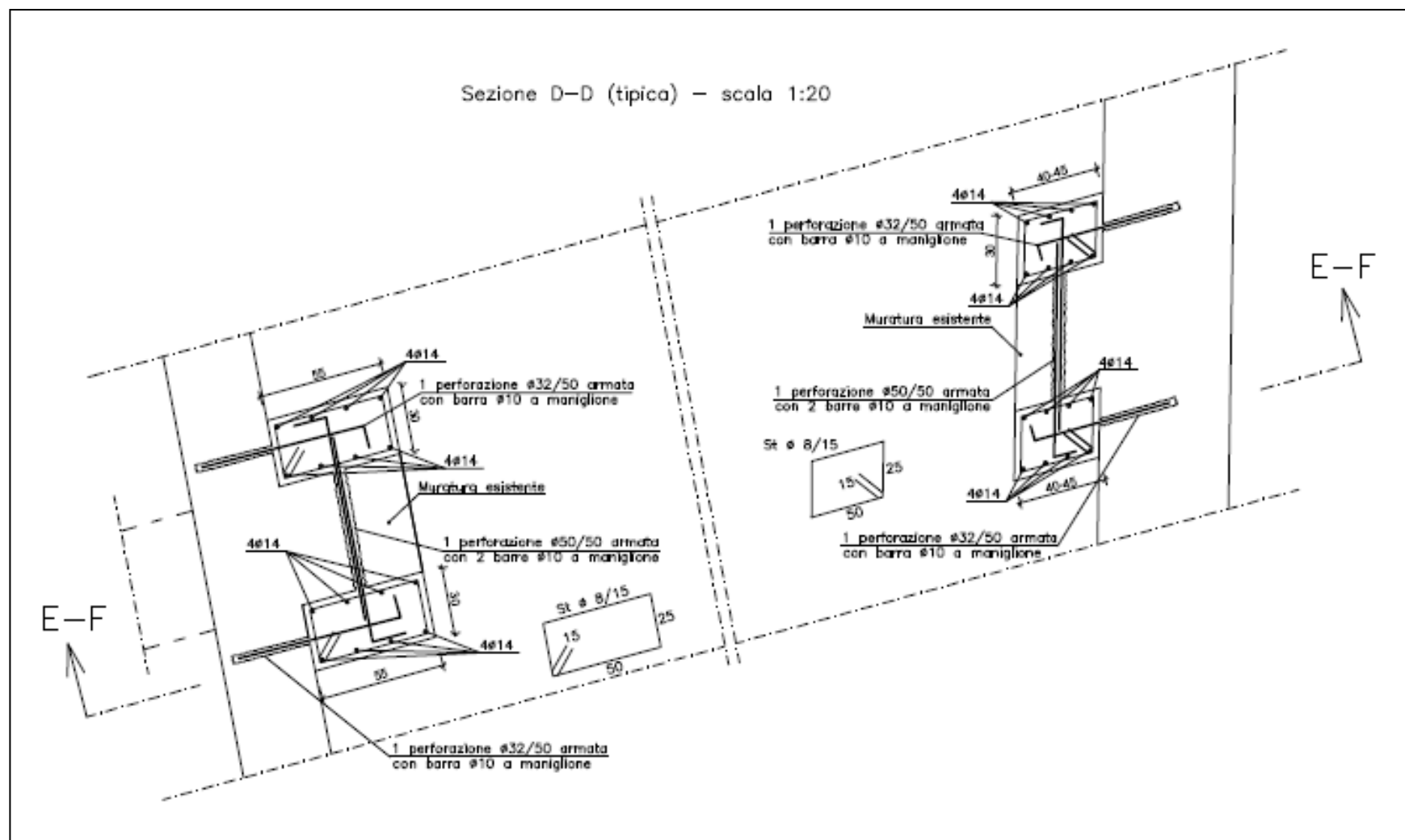


# Interventi in fondazione: collegamento murature con rivestimenti armati e zoccolature di allargamento



# Interventi sulle murature: eliminazione pareti

## Pilastrini di rinforzo muratura

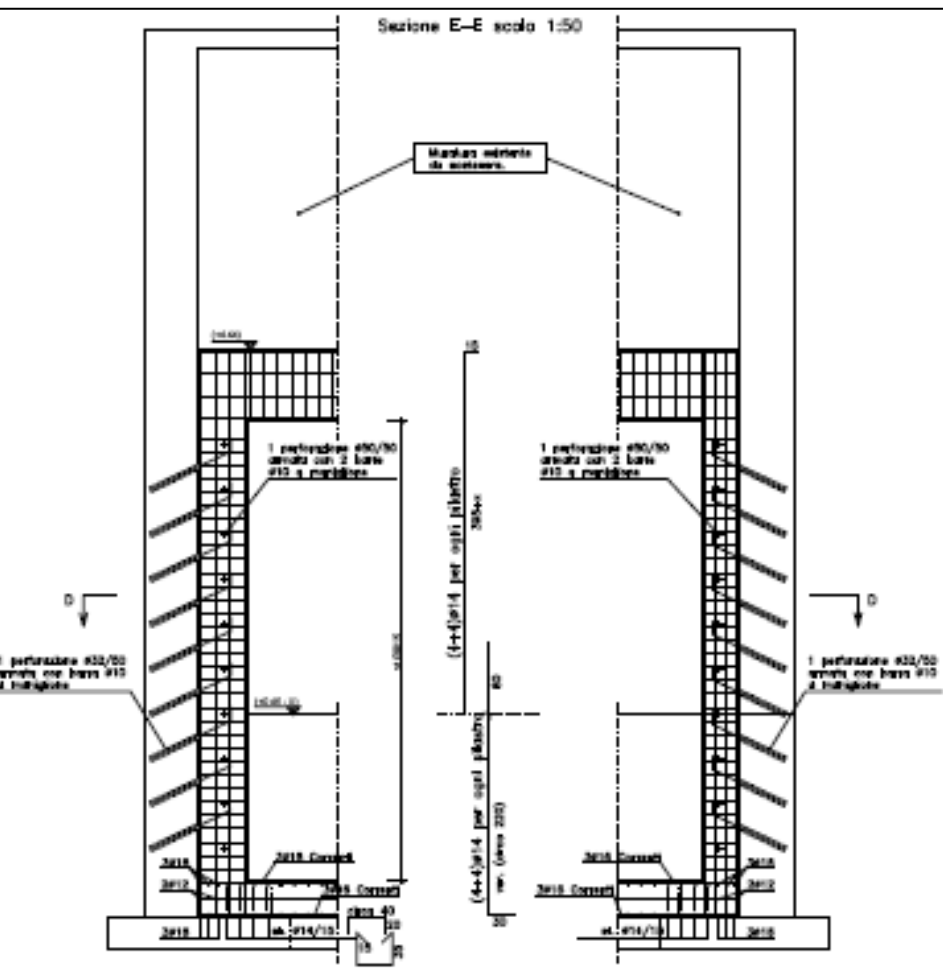
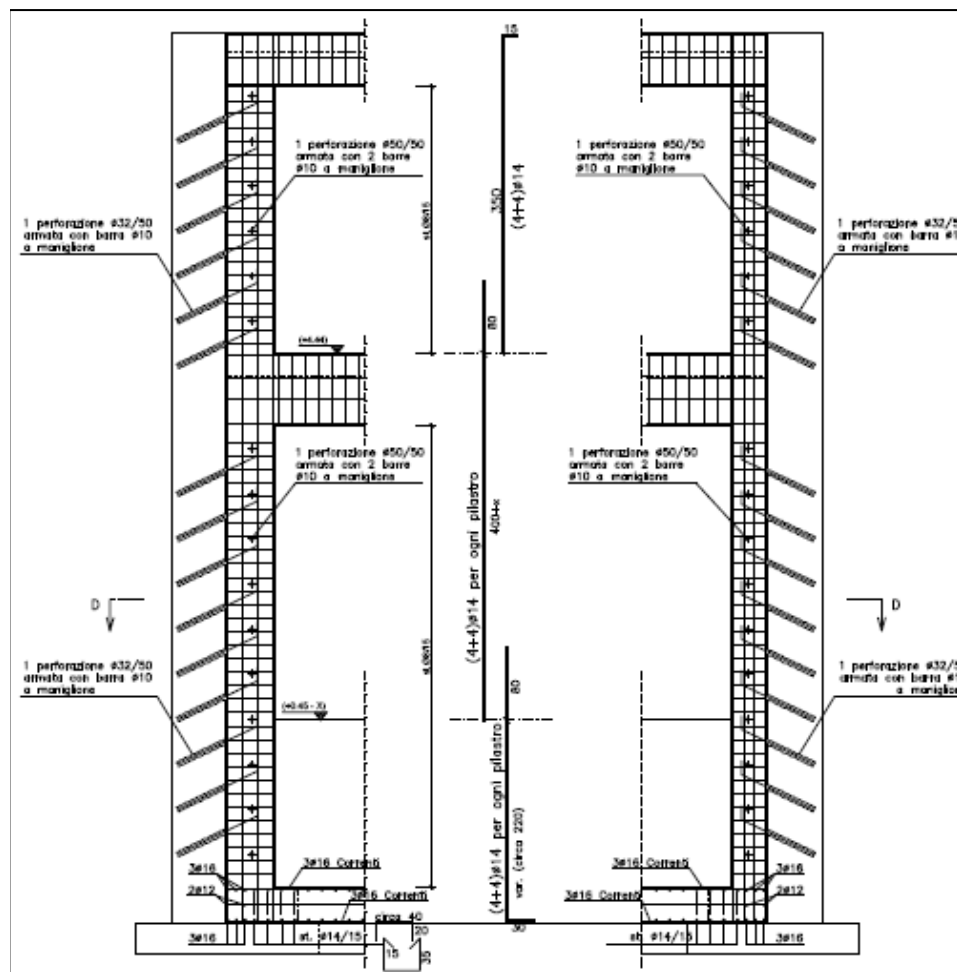


# Interventi sulle murature: eliminazione pareti

## Pilastrini di rinforzo muratura

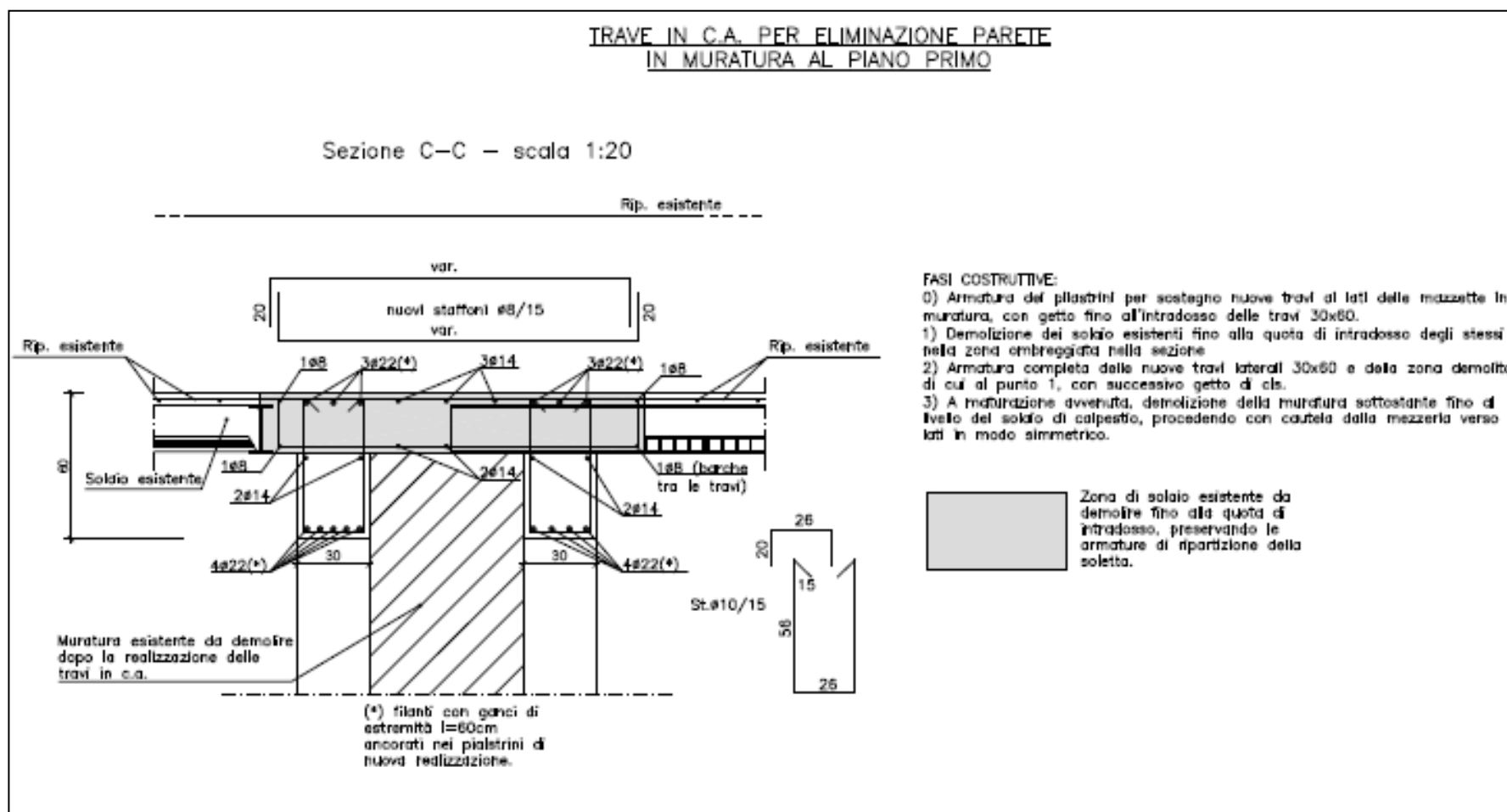
Ad entrambi i livelli

Solo al piano terra



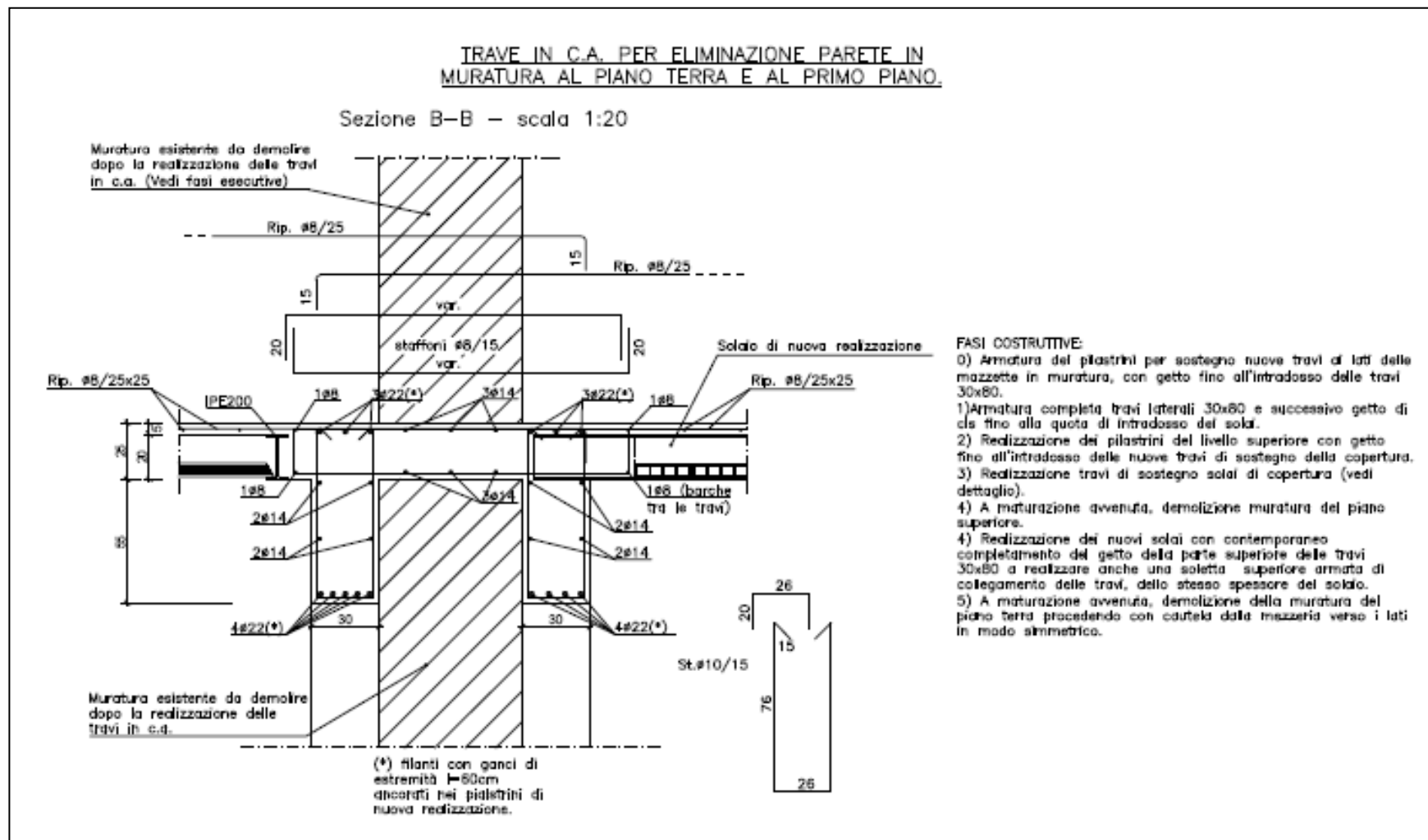
# Interventi sulle murature: eliminazione pareti

## Creazione travi binate in copertura



# Interventi sulle murature: eliminazione pareti

## Creazione travi binate al 1° impalcato



## Creazione travi binate al 1° impalcato per sostegno parete superiore

