

# **Ordine degli Ingegneri della Provincia di Bergamo**

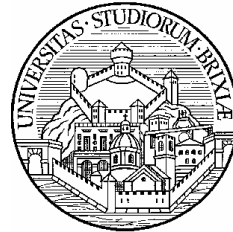
LE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI - D.M. 14-1-2008

**AZIONE SISMICA E PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE**

**Analisi statica di un edificio regolare in pianta e in altezza in zona 4**

*Dalmine, 20 Giugno 2008*

**Giovanni Plizzari**



Università di Brescia - Facoltà di Ingegneria  
Dipartimento di Ingegneria Civile, Architettura, Territorio e Ambiente



## SOMMARIO

1.	NOTE PER GLI EDIFICI IN ZONA 4.....	3
2.	DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA.....	4
	Struttura NON resistente al Sisma - Pianta.....	4
2.1.	Caratteristiche dei Materiali.....	7
3.	ANALISI DEI CARICHI.....	9
4.	COMBINAZIONE DI CARICO.....	10
4.1.	Verifiche agli SLU.....	12
5.	STRUTTURA SISMO-RESISTENTE A PARETI.....	13
5.1.	Analisi delle sollecitazioni.....	13
5.2.	Rigidezza delle pareti (s=20 cm).....	17
5.3.	Azione tagliante alla base dei setti (s=20 cm).....	18
5.4.	Sollecitazioni di progetto nel setto L.....	20
5.5.	Verifica a taglio del Setto L.....	22
5.5.1.	Resistenza di calcolo a “taglio trazione”.....	22
5.5.2.	Resistenza di calcolo a “taglio compressione”.....	22
5.6.	Verifiche alle tensioni ammissibili.....	23
5.7.	Rigidezza delle pareti (s=20 cm).....	25
5.8.	Azione tagliante alla base dei setti (s=20 cm).....	26
5.9.	Sollecitazioni di progetto nel setto L.....	27
5.10.	Confronto SLU – tensioni ammissibili.....	29



## 1. NOTE PER GLI EDIFICI IN ZONA 4

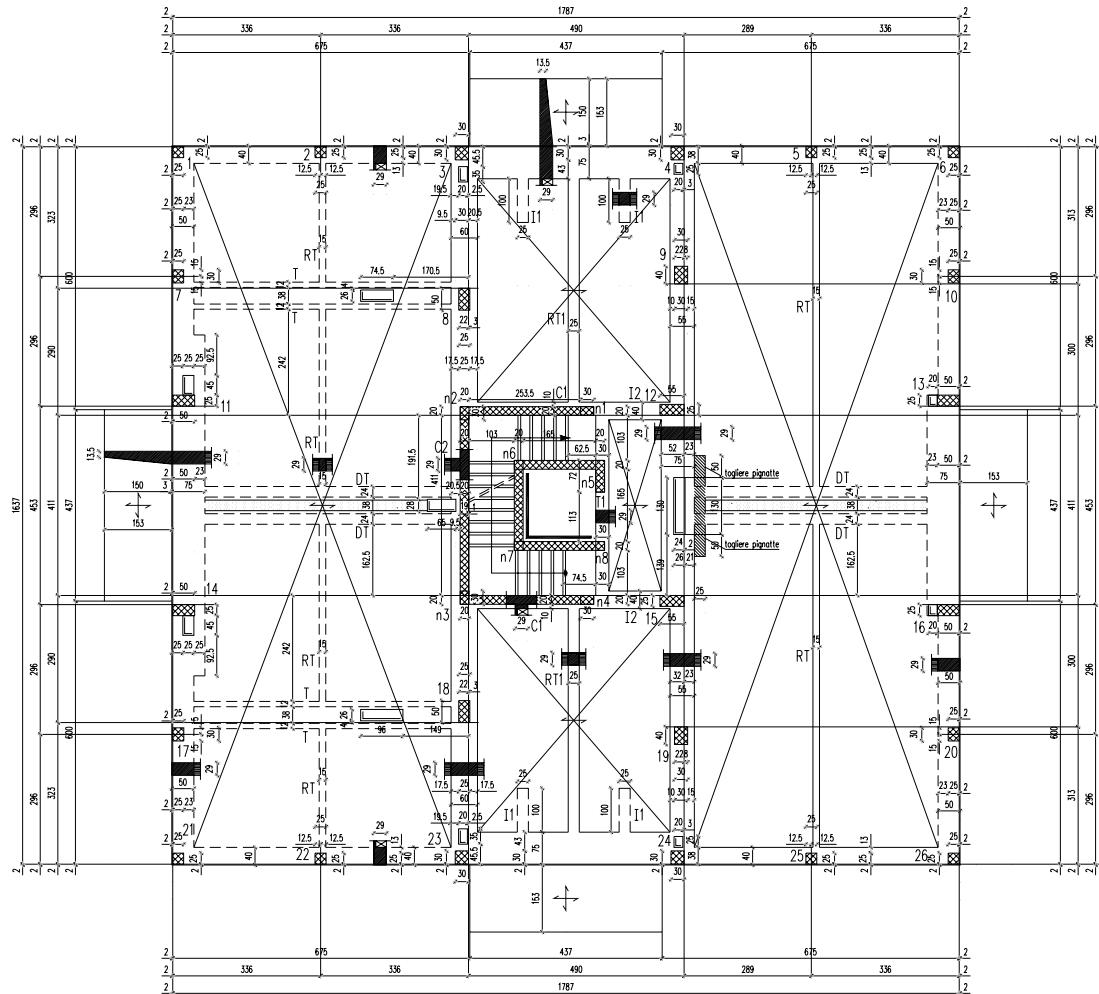
Le costruzioni da edificarsi in siti ricadenti in zona 4 possono essere progettate e verificate applicando le sole regole valide per le strutture non soggette all'azione sismica, alle condizioni di seguito enunciate:

- i diaframmi orizzontali devono rispettare quanto prescritto al § 7.2.6;
- gli elementi strutturali devono rispettare le limitazioni, in termini di geometria e di quantitativi d'armatura, relative alla CD "B" quale definita nel § 7.2.1;
- le **sollecitazioni** debbono essere valutate considerando la combinazione di azioni definita nel § 3.2.4 ed applicando, in due direzioni ortogonali, il sistema di forze orizzontali definito dalle espressioni (7.3.6) e (7.3.7), in cui si assumerà  **$S_d(T_1) = 0,07g$  per tutte le tipologie.**

**Le relative verifiche di sicurezza debbono essere effettuate, in modo indipendente nelle due direzioni, allo stato limite ultimo. Non è richiesta la verifica agli stati limite di esercizio.**

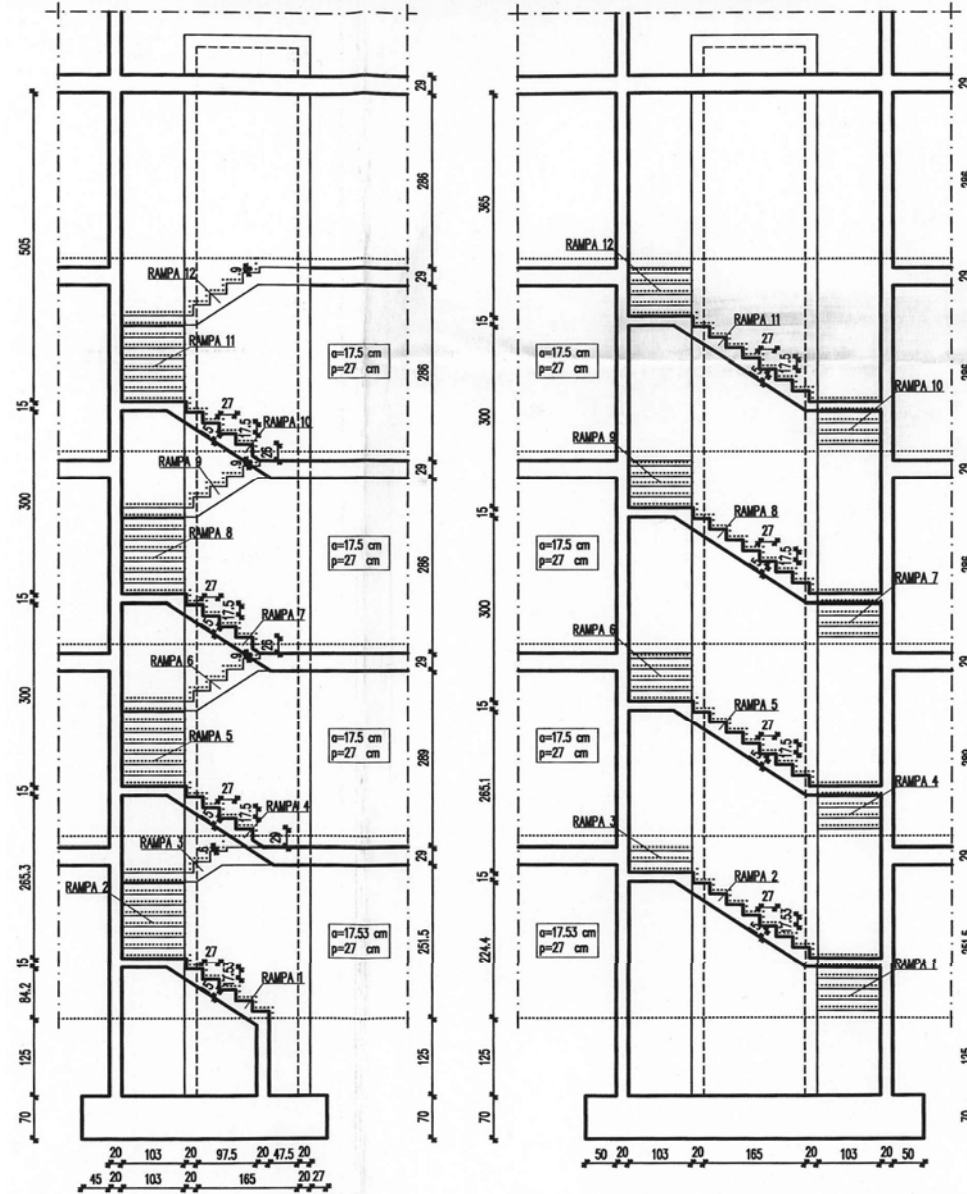


## 2. DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA Struttura NON resistente al Sisma - Pianta



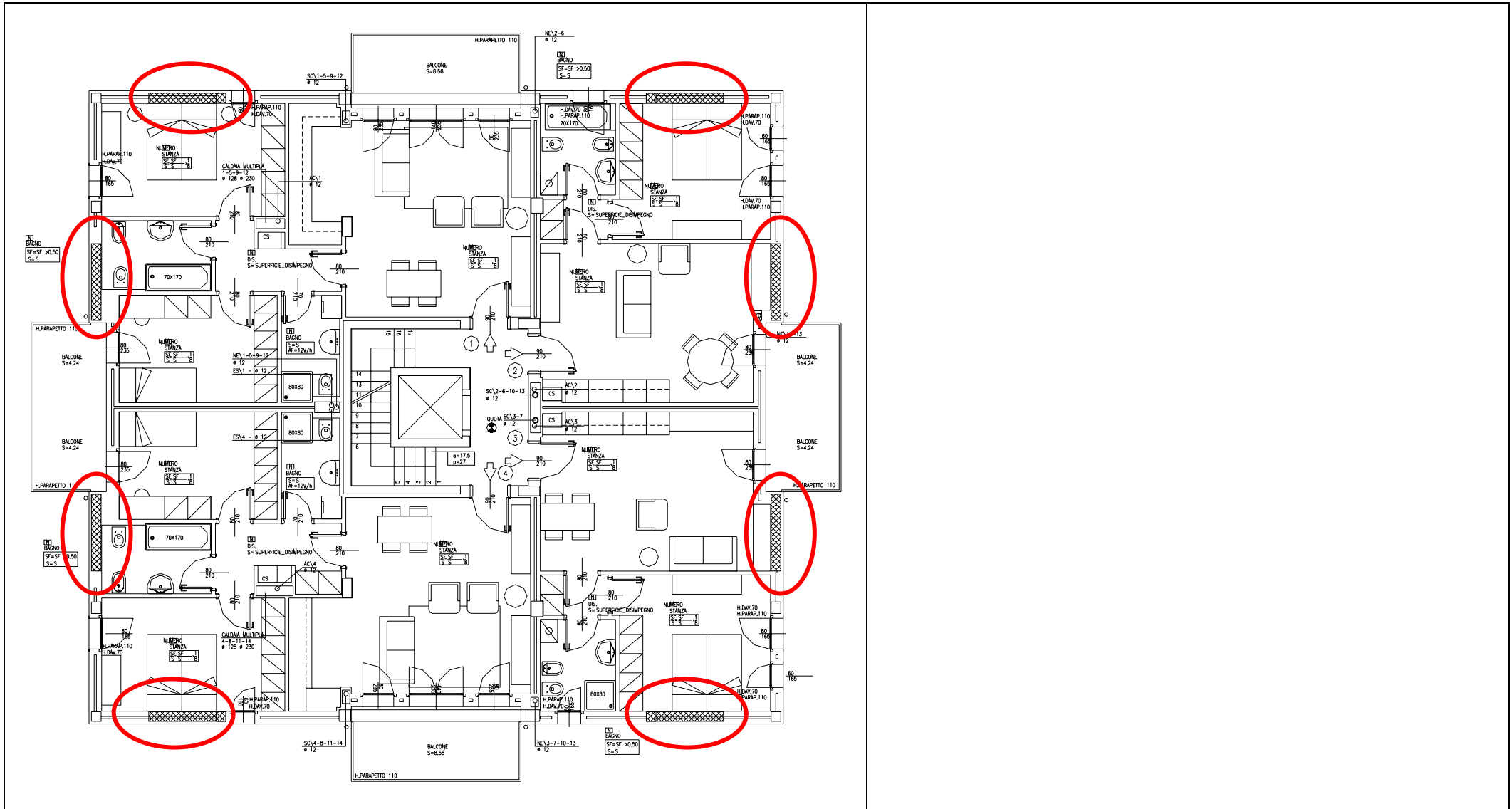


## Sezione struttura sul vano scala dimensionato per azioni NON sismiche





## Struttura resistente al Sisma – Pianta



## 2.1. Caratteristiche dei Materiali

### Calcestruzzo C25/30 ( $R_{ck} = 30$ MPa)

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 0.3 f_{ck}^{2/3} = 2.56 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk0.05} = 0.7 f_{ctm} = 1.79 \text{ MPa}$$

$$E_c = 9500 (f_{ck} + 8)^{1/3} = 30470 \text{ MPa}$$

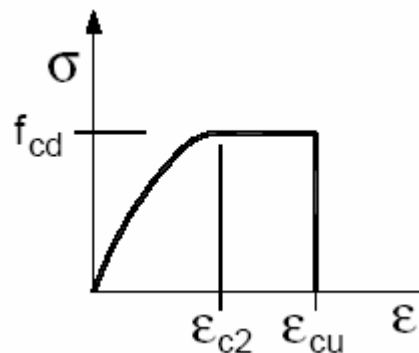
$$\gamma_c = 1.5$$

$$f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 16.67 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{cc} = 0.85$$

$$\varepsilon_{cl} = 2.0\text{‰} \quad \varepsilon_{cu} = 3.5\text{‰}$$

NB. Non è ammesso  
l'uso di conglomerati  
di classe inferiore a  
C20/25.



### Acciaio da Armatura B450C

$$f_{yk} = 450 \text{ MPa}$$

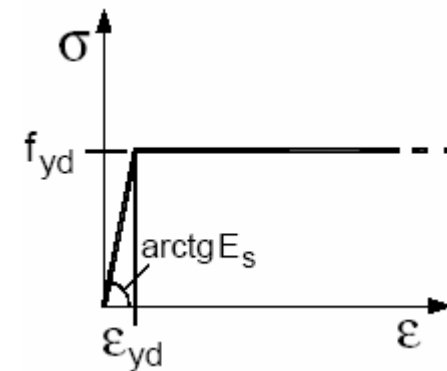
$$E_s = 206\,000 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1.15$$

$$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 391.3 \text{ MPa}$$

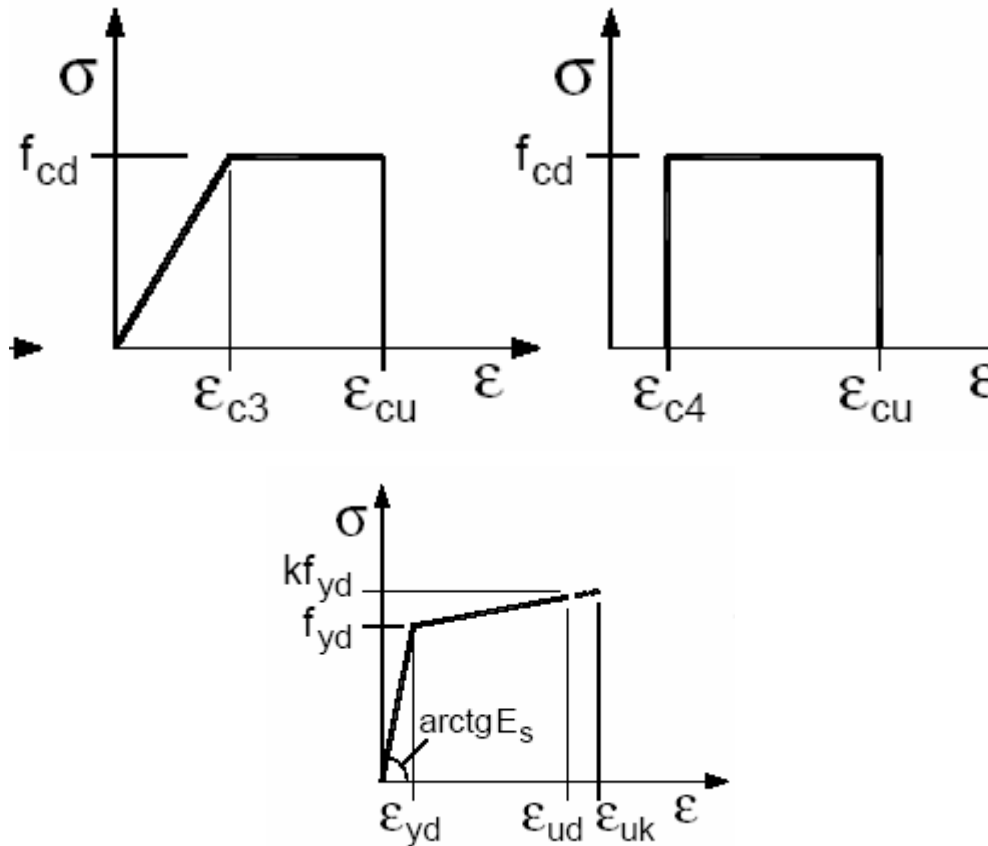
$$\varepsilon_{yd} = f_{yd} / E_s = 1.90\text{‰}$$

$$\varepsilon_{su} \geq 63\text{‰}$$





### Altri legami costitutivi previsti dal DM. 14-1-2008



Per le strutture in zona sismica si deve utilizzare acciaio B450C.

Si consente l'utilizzo di acciai di tipo B450A, con diametri compresi tra 5 e 10 mm, per le reti e i tralicci; se ne consente inoltre l'uso per l'armatura trasversale unicamente se è rispettata almeno una delle seguenti condizioni: elementi in cui è impedita la plasticizzazione mediante il rispetto del criterio di gerarchia delle resistenze, elementi secondari di cui al § 7.2.3, strutture poco dissipative con fattore di struttura  $q \leq 1,5$ .



### 3. ANALISI DEI CARICHI

#### Carichi Permanenti Piano Primo ( $G_k$ )

**Peso Proprio Solaio:** 3,70 kN/m<sup>2</sup>

**Permanenti Portati:** 3,00 kN/m<sup>2</sup>

=====

**Totale Permanenti:** 6.70 kN/m<sup>2</sup>

#### Carichi Permanenti Piano Tipo ( $G_k$ )

**Peso Proprio Solaio:** 3,70 kN/m<sup>2</sup>

**Permanenti Portati:** 2,70 kN/m<sup>2</sup>

=====

**Totale Permanenti:** 6.40 kN/m<sup>2</sup>

**Tamponam. esterni:** 2,40 kN/m<sup>2</sup>

#### Carichi Variabili ( $Q_k$ )

**Ed. Residenziale:** 2,00 kN/m<sup>2</sup>

**Neve:** 1,30 kN/m<sup>2</sup>



## 4. COMBINAZIONE DI CARICO

<p><b>Combinazione per le verifiche con Sisma</b></p> $G_1 + G_2 + P + E + \sum(\psi_{2i} Q_{ki})$ <p><math>E</math> az. sismica dovuta a: <math>G_1 + G_2 + \sum(\psi_{2i} Q_{ki})</math></p> <p><math>\psi_{2i}</math> coeff. di combinazione che fornisce il valore quasi-permanente dell'azione variabile <math>Q_i</math></p>	<p><b>Combinazione per le verifiche senza Sisma</b></p> $\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_P P + \gamma_Q [Q_{1k} + \sum_{i=2,n} (\psi_{0i} Q_{ik})]$ <p><math>\gamma_{G1} = 1,30</math> (1,0) per permanenti strutturali</p> <p><math>\gamma_{G2} = 1,50</math> (0,0) per permanenti non strutturali</p> <p><math>\gamma_Q = 1,50</math> (0,0) per carichi variabili</p>
--	--

Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	$\Psi_{0j}$	$\Psi_{1j}$	$\Psi_{2j}$
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0



**Terreno Categoria C:** *Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{s,30}$  compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero  $15 < N_{SPT,30} < 50$  nei terreni a grana grossa e  $70 < c_{u,30} < 250$  kPa nei terreni a grana fina).*

## Combinazione delle componenti dell'azione sismica

$$\begin{aligned} E_x + 0,30 E_y \\ E_y + 0,30 E_x \end{aligned}$$



## 4.1. Verifiche agli SLU

### Taglio alla base dell'edificio (Azione statica equivalente- SLU)

Piano	Sovracc. permanente		Sovracc. Variabile		Tamponamenti Lateralì (***)		Sovraccarichi totali						
	[kN/m <sup>2</sup> ]		[kN/m <sup>2</sup> ]		[kN/m <sup>2</sup> ]		[kN/m <sup>2</sup> ]						
Primo	6.7x1.1 (*)=	7,37	0.30x2.00=	0,60	2x[ 2,89x(17.91+16.41)x2]/(17.91x16.41)=	1,35	7,37	+	0,60	+	1,35	=	9,32
Secondo	6.4x1.1 =	7,04	0.30x2.00=	0,60	2x[ 2,86x(17.91+16.41)x2]/(17.91x16.41)=	1,34	7,04	+	0,60	+	1,34	=	8,98
Terzo	6.4x1.1=	7,04	0.30x2.00=	0,60	2x[ 2,86x(17.91+16.41)x2]/(17.91x16.41)=	1,34	7,04	+	0,60	+	1,34	=	8,98
Quarto	6.4x1.1=	7,04	0.30x2.00=	0,60	2x[ 2,86x(17.91+16.41)x2]/(17.91x16.41)=	1,34	7,04	+	0,60	+	1,34	=	8,98
Copertura	6.4x1.2(**)=	7.68	0.0x1.30=	0.00	-	-	7.68	+	0.00	+	-	=	7.68

(\*) Include le travi in spessore

(\*\*) Include le travi in spessore e la gronda

(\*\*\*) Depurato dalle aperture

<b>Totale Edificio</b>				43,93	[kN/m <sup>2</sup> ]
43,93	x	17,91	x	16,41	=12910 [kN]

<b>Taglio alla base</b>	<b>12910</b>	<b>x</b>	<b>0.07</b>	<b>=</b>	<b>904</b>	<b>[kN]</b>
-------------------------	--------------	----------	-------------	----------	------------	-------------

$$\text{Taglio alla base: } F_h = S_d(T_1) W \lambda / g$$

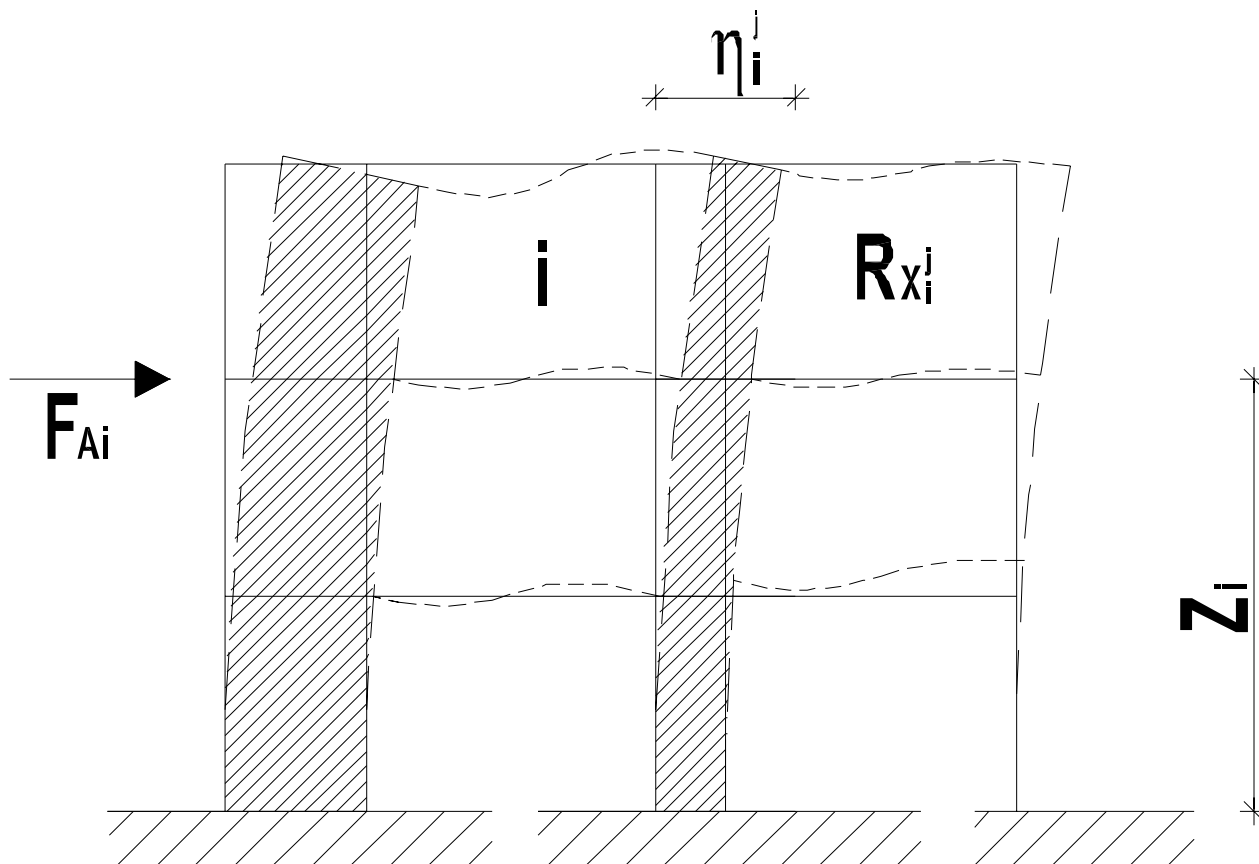
$\lambda = 0.85$  se la costruzione ha almeno tre orizzontamenti e se  $T_1 < 2T_C$ , pari a 1 in tutti gli altri casi

$$S_d(T_1) = 0.07 g$$

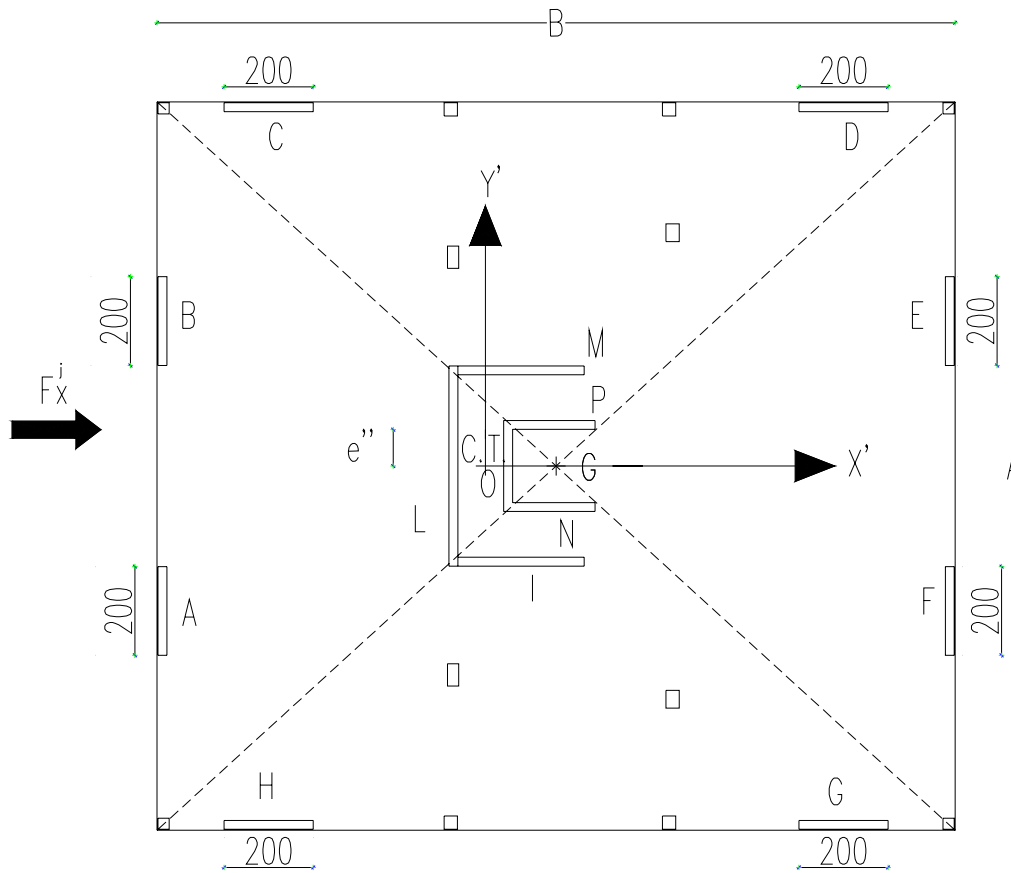
## 5. STRUTTURA SISMO-RESISTENTE A PARETI

### 5.1. Analisi delle sollecitazioni

- Ipotesi: Struttura con pareti resistenti al sisma
- Calcolo delle rigidezze dei setti



$$u_i^j = \frac{z_i^3}{3EJ} R_{xi}^j = \frac{1}{k_{xi}^j} R_{xi}^j$$



## Azione sismica in direzione X

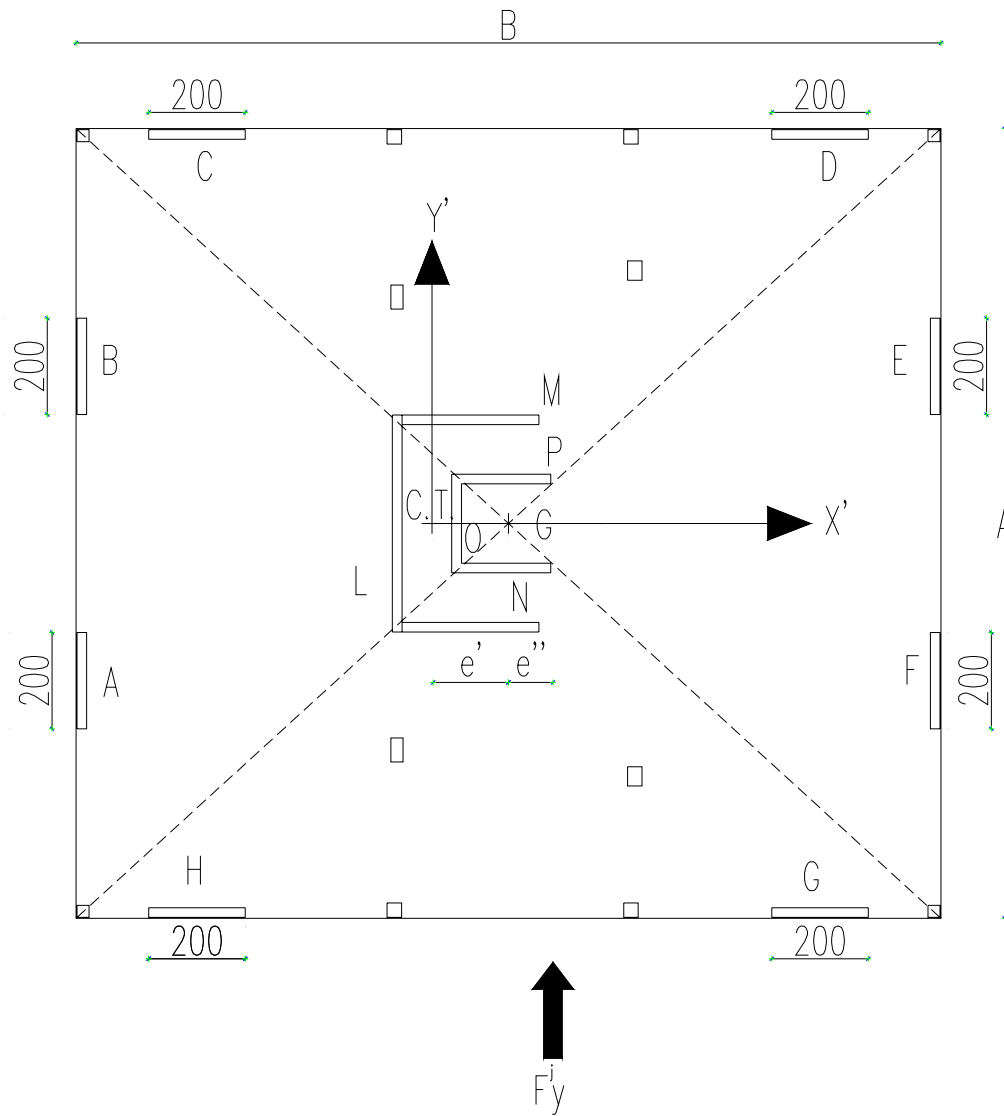
$$R_{ix}^j = \frac{K_{ix}^j}{\sum_i K_{ix}^j} \times F_x^j$$

$$R_{ix}^j = \frac{K_{ix}^j \times y_i'}{\sum_i [K_{ix}^j \times y_i'^2 + K_{iy}^j \times x_i'^2]} \times (F_x^j \times e_{tot,y})$$

$$R_{iy}^j = \frac{K_{iy}^j \times x_i'}{\sum_i [K_{ix}^j \times y_i'^2 + K_{iy}^j \times x_i'^2]} \times (F_x^j \times e_{tot,y})$$

$$e_{tot,y} = e''_y \text{ con } e''_y = 5\% A$$

$$e''_y = 0,05 \cdot 16,41 = 0,82\text{m}$$



## Azione sismica in direzione Y

$$R_{iy}^j = \frac{K_{iy}^j}{\sum_i K_{iy}^j} \times F_y^j$$

$$R_{ix}^j = \frac{K_{ix}^j \times y'_i}{\sum_i [K_{ix}^j \times y_i'^2 + K_{iy}^j \times x_i'^2]} \times M_t$$

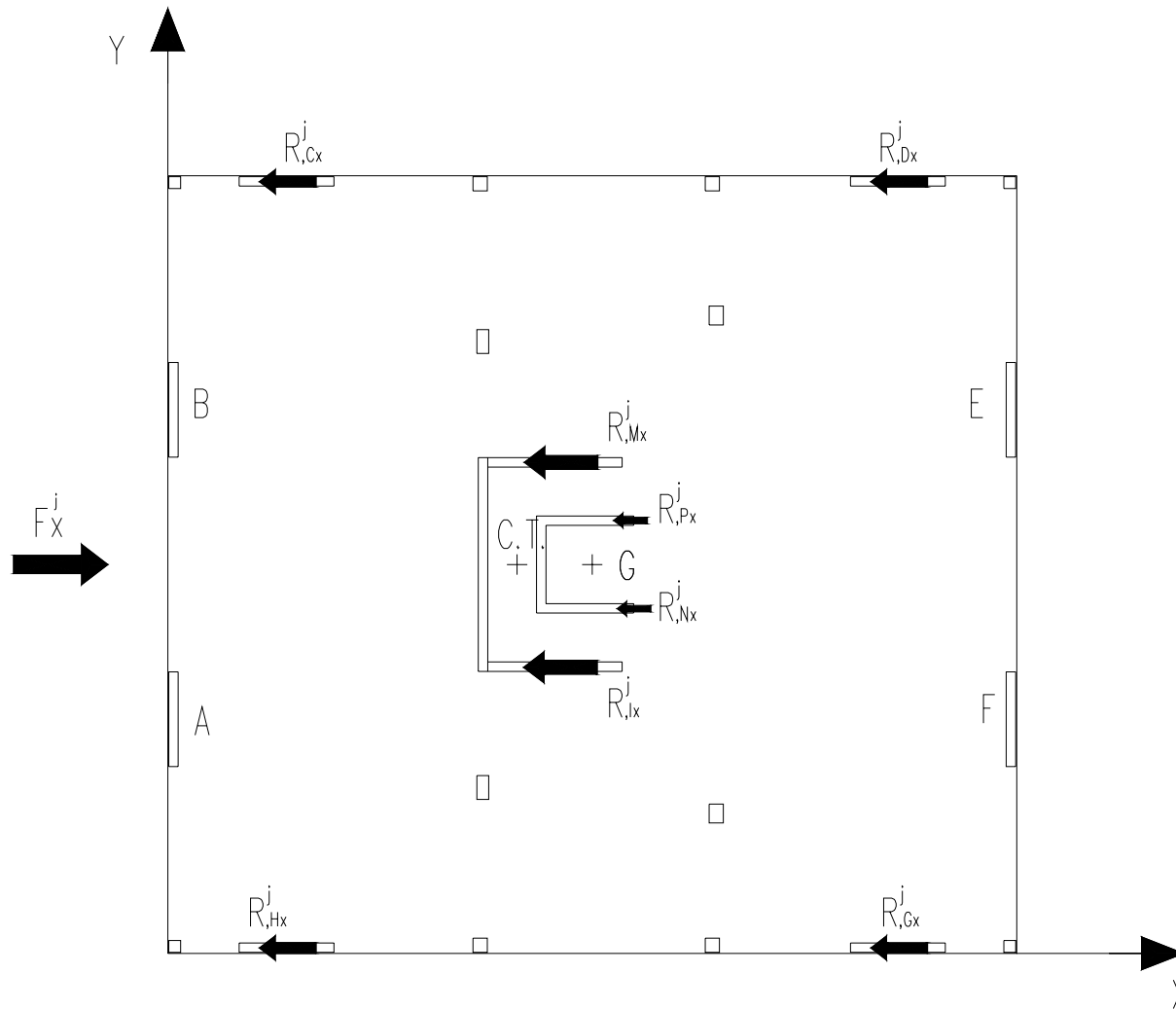
$$R_{iy}^j = \frac{K_{iy}^j \times x'_i}{\sum_i [K_{ix}^j \times y_i'^2 + K_{iy}^j \times x_i'^2]} \times M_t$$

$$M_t = F_y^j \times e_{\text{tot},x}$$

$$e_{\text{tot},x} = e'_x + e''_x \text{ con } e''_x = 5\% B$$

$$e_{\text{tot},x} = 1.56 + 0,05 \cdot 17.91 = 2,45 \text{ m}$$

**Eccentricità Accidentale (e'')**: deve essere considerata per ciascuna direzione una eccentricità accidentale pari al 5% della dimensione massima del piano in direzione perpendicolare all'azione sismica.



$$x_{C.T.} = \frac{K_{ix}^j \times x_i}{\sum_i K_{ix}^j} = 7.37m$$

$$y_{C.T.} = \frac{K_{iy}^j \times y_i}{\sum_i K_{iy}^j} = 8.18m$$



## 5.2. Rigidezza delle pareti (s=20 cm)

POSIZIONE CENTRO DI TAGLIO EDIFICIO (rispetto a O)

$X_{CT(O)}$  = 737.85 cm

$Y_{CT(O)}$  = 818.50 cm

POSIZIONE FORZE ORIZZONTALI  $F_H$  (rispetto a O)

$X_{Fy(O)}$  = 893.50 cm

$Y_{Fx(O)}$  = 818.50 cm

POSIZIONE FORZE ORIZZONTALI  $F_H$  (rispetto a CT)

$X_{Fy(CT)}$  = 155.65 cm

$Y_{Fx(CT)}$  = 0.00 cm

ECCENTRICITA'

$e_{x,EFF}$  = 155.65 cm

$e_{y,EFF}$  = 0.00 cm

ECCENTR. ACCIDENTALE

$e_{x,ACC}$  = 89.55 cm

$e_{y,ACC}$  = 82.05 cm

ECCENTR. TOTALE

$e_{x,TOT}$  = 245.20 cm

$e_{y,TOT}$  = 82.05 cm

coord. rispetto origine O  
sistema di riferimento

SETTO	$X_{i(O)}$ cm	$Y_{i(O)}$ cm	$Lx$ cm	$Ly$ cm	$J_{XX,i}$ $cm^4$	$J_{YY,i}$ $cm^4$	$J_{XX,i} * X_{i(O)}$	$J_{YY,i} * Y_{i(O)}$	$X_{i(CT)}$ cm	$Y_{i(CT)}$ cm	$DIST_{i(CT)}$ cm	$J_{XX,i} * X_{i(CT)}^2$	$J_{YY,i} * Y_{i(CT)}^2$
SETTO A	10.00	492.00	20.00	200.00	1.333E+07	0.000E+00	1.333E+08	0.000E+00	-727.85	-326.50	797.73	7.064E+12	0.000E+00
SETTO B	10.00	1145.00	20.00	200.00	1.333E+07	0.000E+00	1.333E+08	0.000E+00	-727.85	326.50	797.73	7.064E+12	0.000E+00
SETTO C	248.50	1627.00	200.00	20.00	0.000E+00	1.333E+07	0.000E+00	2.169E+10	-489.35	808.50	945.06	0.000E+00	8.716E+12
SETTO D	1538.50	1627.00	200.00	20.00	0.000E+00	1.333E+07	0.000E+00	2.169E+10	800.65	808.50	1137.85	0.000E+00	8.716E+12
SETTO E	1777.00	1145.00	20.00	200.00	1.333E+07	0.000E+00	2.369E+10	0.000E+00	1039.15	326.50	1089.23	1.440E+13	0.000E+00
SETTO F	1777.00	492.00	20.00	200.00	1.333E+07	0.000E+00	2.369E+10	0.000E+00	1039.15	-326.50	1089.23	1.440E+13	0.000E+00
SETTO G	1538.50	10.00	200.00	20.00	0.000E+00	1.333E+07	0.000E+00	1.333E+08	800.65	-808.50	1137.85	0.000E+00	8.716E+12
SETTO H	248.50	10.00	200.00	20.00	0.000E+00	1.333E+07	0.000E+00	1.333E+08	-489.35	-808.50	945.06	0.000E+00	8.716E+12
SETTO I	804.70	603.00	303.50	20.00	0.000E+00	4.659E+07	0.000E+00	2.810E+10	66.85	-215.50	225.63	0.000E+00	2.164E+12
SETTO L	663.00	818.50	20.00	411.00	1.157E+08	0.000E+00	7.672E+10	0.000E+00	-74.85	0.00	74.85	6.484E+11	0.000E+00
SETTO M	804.70	1034.00	303.50	20.00	0.000E+00	4.659E+07	0.000E+00	4.818E+10	66.85	215.50	225.63	0.000E+00	2.164E+12
SETTO N	878.50	726.00	205.00	20.00	0.000E+00	1.436E+07	0.000E+00	1.042E+10	140.65	-92.50	168.34	0.000E+00	1.229E+11
SETTO O	786.00	818.50	20.00	165.00	7.487E+06	0.000E+00	5.885E+09	0.000E+00	48.15	0.00	48.15	1.735E+10	0.000E+00
SETTO P	878.50	911.00	205.00	20.00	0.000E+00	1.436E+07	0.000E+00	1.308E+10	140.65	92.50	168.34	0.000E+00	1.229E+11

$\Sigma$   
 $J_{XX,i}$        $\Sigma$   
**1.765E+08**      **1.752E+08**  
 $\Sigma$        $\Sigma$   
 $J_{XX,i} * X_{i(O)}$        $J_{YY,i} * Y_{i(O)}$   
**1.303E+11**      **1.434E+11**

$\Sigma$   
 $J_{XX,i} * X_{i(CT)}^2$        $\Sigma$   
**4.359E+13**      **3.944E+13**



### 5.3. Azione tagliante alla base dei setti (s=20 cm)

<b>SISMA Y</b>				<b>SISMA X</b>				<b>Reazione massima</b>	
SETTO		FOND		SETTO		FOND			
Forza [kN]	<b>768.40</b>	Fx [kN]	Fy [kN]	Forza [kN]	<b>768.40</b>	Fx [kN]	Fy [kN]		
SETTO A	F diretta	0.0	58.0	SETTO A	F diretta	0.0	0.0	SETTO A	<b>36.0 kN</b>
	F torsione	0.0	22.0		F torsione	0.0	7.4		
SETTO B	F diretta	0.0	58.0	SETTO B	F diretta	0.0	0.0	SETTO B	<b>36.0 kN</b>
	F torsione	0.0	22.0		F torsione	0.0	7.4		
SETTO C	F diretta	0.0	0.0	SETTO C	F diretta	58.5	0.0	SETTO C	<b>66.7 kN</b>
	F torsione	24.5	0.0		F torsione	8.2	0.0		
SETTO D	F diretta	0.0	0.0	SETTO D	F diretta	58.5	0.0	SETTO D	<b>66.7 kN</b>
	F torsione	24.5	0.0		F torsione	8.2	0.0		
SETTO E	F diretta	0.0	58.0	SETTO E	F diretta	0.0	0.0	SETTO E	<b>89.5 kN</b>
	F torsione	0.0	31.4		F torsione	0.0	10.5		
SETTO F	F diretta	0.0	58.0	SETTO F	F diretta	0.0	0.0	SETTO F	<b>89.5 kN</b>
	F torsione	0.0	31.4		F torsione	0.0	10.5		
SETTO G	F diretta	0.0	0.0	SETTO G	F diretta	58.5	0.0	SETTO G	<b>66.7 kN</b>
	F torsione	24.5	0.0		F torsione	8.2	0.0		
SETTO H	F diretta	0.0	0.0	SETTO H	F diretta	58.5	0.0	SETTO H	<b>66.7 kN</b>
	F torsione	24.5	0.0		F torsione	8.2	0.0		
SETTO I	F diretta	0.0	0.0	SETTO I	F diretta	204.3	0.0	SETTO I	<b>211.9 kN</b>
	F torsione	22.8	0.0		F torsione	7.6	0.0		
SETTO L	F diretta	0.0	503.7	SETTO L	F diretta	0.0	0.0	SETTO L	<b>484.0 kN</b>
	F torsione	0.0	19.7		F torsione	0.0	6.6		
SETTO M	F diretta	0.0	0.0	SETTO M	F diretta	204.3	0.0	SETTO M	<b>211.9 kN</b>
	F torsione	22.8	0.0		F torsione	7.6	0.0		
SETTO N	F diretta	0.0	0.0	SETTO N	F diretta	63.0	0.0	SETTO N	<b>64.0 kN</b>
	F torsione	3.0	0.0		F torsione	1.0	0.0		
SETTO O	F diretta	0.0	32.6	SETTO O	F diretta	0.0	0.0	SETTO O	<b>33.4 kN</b>
	F torsione	0.0	0.8		F torsione	0.0	0.3		
SETTO P	F diretta	0.0	0.0	SETTO P	F diretta	63.0	0.0	SETTO P	<b>64.0 kN</b>
	F torsione	3.0	0.0		F torsione	1.0	0.0		



L'entità delle forze si ottiene dall'ordinata dello spettro di progetto corrispondente al periodo  $T_1$  e la loro distribuzione sulla struttura segue la forma del modo di vibrare principale nella direzione in esame, valutata in modo approssimato.

La forza da applicare a ciascuna massa della costruzione è data dalla formula seguente:

$$F_i = F_h \cdot z_i \cdot W_i / \sum_j z_j W_j \quad (7.3.6)$$

dove:

$$F_h = S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda / g$$

$F_i$  è la forza da applicare alla massa  $i$ -esima;

$W_i$  e  $W_j$  sono i pesi, rispettivamente, della massa  $i$  e della massa  $j$ ;

$z_i$  e  $z_j$  sono le quote, rispetto al piano di fondazione (v. § 3.2.3.1), delle masse  $i$  e  $j$ ;

$S_d(T_1)$  è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto definito al § 3.2.3.5;

$W$  è il peso complessivo della costruzione;

$\lambda$  è un coefficiente pari a 0,85 se la costruzione ha almeno tre orizzontamenti e se  $T_1 < 2T_c$ , pari a 1,0 in tutti gli altri casi;

$g$  è l'accelerazione di gravità.



## 5.4. Sollecitazioni di progetto nel setto L

Forza su setto L	484.00	kN
------------------	--------	----

Carico [kN]	Quota [m]	Carico x quota [kNm]	Forza [kN]	Taglio [kN]	Momento [kNm]
2257.18	15.46	34895.94	146.79	146.79	462.38
2638.04	12.31	32474.28	136.60	283.39	1355.05
2638.04	9.16	24164.45	101.65	385.03	2579.46
2638.04	5.98	15775.48	66.36	451.39	4001.35
2739.15	2.83	7751.79	32.61	484.00	5371.07
<b>TOTALE</b>					
			115061.94		

### Armature nei nuclei

Setto L					
Piano	$M_{sd}$ [kNm]	$N_{sd}$ [kN]	$M_{rd}$ [kNm]	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	
Fondazione	5371.07	869.27	6206	10Φ 16	20.10
I	4001.35	708.72	4790	6 Φ 16	12.06
II	2579.46	533.28	3635	4 Φ 14	6.16
III	1355.05	357.84	3635	4 Φ 14	6.16
IV	462.38	182.40	3635	4 Φ 14	6.16



## Verifica a presso-flessione (SLU) della sezione di base

Verifica C.A. S.L.U. - File: settol.int

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. ?

Titolo : \_\_\_\_\_

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 28 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	25	460

N°	As [cm²]	d [cm]
1	20.11	47.5
2	20.11	412.5
3	1.57	105
4	0	115
5	1.57	125
6	0	135

Tipologia Sezione:  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

Sollecitazioni:  
S.L.U. Metodo n

N<sub>Sd</sub> 869.27 0 kN  
M<sub>Sd</sub> 5371.07 0 kNm  
M<sub>Sd</sub> 0 0

P.to applicazione N:  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord. [cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo:  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

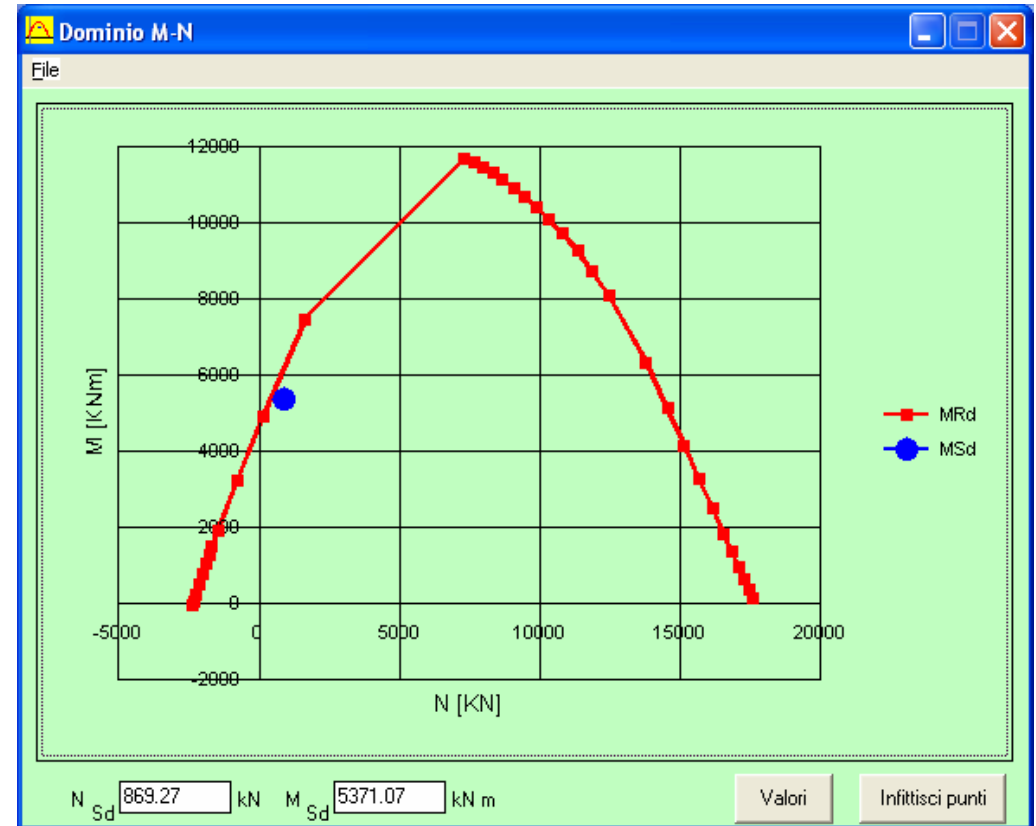
Tipologia flessione:  
 Retta  Deviate

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali:  
B450C C25/30  
ε<sub>su</sub> 63 ‰ ε<sub>cu</sub> 3.5  
f<sub>yd</sub> 391.3 N/mm² f<sub>cd</sub> 15.63  
E<sub>s</sub> 200.000 N/mm² α 0.85  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0.8  
ε<sub>syd</sub> 1.957 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 9.75  
σ<sub>s,adm</sub> 0 N/mm² τ<sub>co</sub> 0.6  
τ<sub>c1</sub> 1.829

M<sub>xRd</sub> 6,206 kN m  
σ<sub>c</sub> -13.29 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 391.3 N/mm²  
ε<sub>c</sub> 3.500 ‰  
ε<sub>s</sub> 16.37 ‰  
d 412.5 cm  
x 72.66 x/d 0.1761  
δ 0.7000

Calcola MRd Dominio M-N  
L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello  
Precompresso





## 5.5. Verifica a taglio del Setto L

### 5.5.1. Resistenza di calcolo a “taglio trazione”

Adottando staffe  $\phi 10$  ( $A_{sw} = 156 \text{ mm}^2$ ) a passo 200 mm si ottiene:

$$V_{R,sd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (ctg\theta + ctg\alpha) \cdot sen\alpha$$

$$V_{R,sd} = 1023828.62 \text{ N} = 1023.83 \text{ kN}$$

### 5.5.2. Resistenza di calcolo a “taglio compressione”

$$V_{R,cd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) / (1 + ctg^2\theta)$$

$$V_{R,cd} = 2878161 \text{ N} = 2878.16 \text{ kN}$$

dove:

$$\theta = 45^\circ$$

$$\alpha = 90^\circ$$

La resistenza a taglio è quindi pari :

$$V_{Rd} = \min(V_{sd}, V_{cd}) = 1023.83 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 484.00 \text{ kN} < 1023.83 \text{ kN}$$



## 5.6. Verifiche alle tensioni ammissibili

Relativamente ai metodi di calcolo, è d'obbligo il Metodo agli stati limite di cui al § 2.6.

Per le costruzioni di tipo 1 e 2 e Classe d'uso I e II, limitatamente a siti ricadenti in Zona 4, è ammesso il Metodo di verifica alle tensioni ammissibili. Per tali verifiche si deve fare riferimento alle norme tecniche di cui al D.M. LL. PP. 14.02.92, per le strutture in calcestruzzo e in acciaio, al D.M. LL. PP. 20.11.87, per le strutture in muratura e al D.M. LL. PP. 11.03.88 per le opere e i sistemi geotecnici.

Le norme dette si debbono in tal caso applicare integralmente, salvo per i materiali e i prodotti, le azioni e il collaudo statico, per i quali valgono le prescrizioni riportate nelle presenti norme tecniche.

Le azioni sismiche debbono essere valutate assumendo pari a 5 il grado di sismicità  $S$ , quale definito al § B. 4 del D.M. LL. PP. 16.01.1996, ed assumendo le modalità costruttive e di calcolo di cui al D.M. LL. PP. citato, nonché alla Circ. LL. PP. 10.04.97, n. 65/AA.GG. e relativi allegati.



### Taglio alla base dell'edificio (Azione statica equivalente- SLU)

Piano	Sovracc. permanente		Sovracc. Variabile		Tamponamenti Laterali (***)		Sovraccarichi totali						
	[kN/m <sup>2</sup> ]		[kN/m <sup>2</sup> ]		[kN/m <sup>2</sup> ]		[kN/m <sup>2</sup> ]						
Primo	6.7x1.1 (*)=	7.37	0.33x2.00=	0.66	2x[ 2,89x(17.91+16.41)x2]/(17.91x16.41)=	1.35	7.37	+	0.66	+	1.35	=	9.38
Secondo	6.4x1.1 =	7.04	0.33x2.00=	0.66	2x[ 2,86x(17.91+16.41)x2]/(17.91x16.41)=	1.34	7.04	+	0.66	+	1.34	=	9.04
Terzo	6.4x1.1=	7.04	0.33x2.00=	0.66	2x[ 2,86x(17.91+16.41)x2]/(17.91x16.41)=	1.34	7.04	+	0.66	+	1.34	=	9.04
Quarto	6.4x1.1=	7.04	0.33x2.00=	0.66	2x[ 2,86x(17.91+16.41)x2]/(17.91x16.41)=	1.34	7.04	+	0.66	+	1.34	=	9.04
Copertura	6.4x1.2(**)=	7.68	0.33x1.30=	0.43	-	-	7.68	+	0.43	+	-	=	8.11

(\*) Include le travi in spessore

(\*\*) Include le travi in spessore e la gronda

(\*\*\*) Depurato dalle aperture

<b>Totale Edificio</b>				44.60	[kN/m <sup>2</sup> ]
44.60	x	17.91	x	16.41	= 13107 [kN]

$$F_h = K_h \cdot W = C \cdot R \cdot \varepsilon \cdot \beta \cdot \gamma_i \cdot I \cdot W$$

dove

$$C = \frac{S-2}{100} = \frac{5-2}{100} = 0.03$$

$$F_h = 0.03 \cdot 13107 \text{ kN} = 393.21 \text{ kN}$$



## 5.7. Rigidezza delle pareti (s=20 cm)

POSIZIONE CENTRO DI TAGLIO EDIFICIO (rispetto a O)

$X_{CT(O)}$  = 737.85 cm

$Y_{CT(O)}$  = 818.50 cm

POSIZIONE FORZE ORIZZONTALI  $F_H$  (rispetto a O)

$X_{Fy(O)}$  = 893.50 cm

$Y_{Fx(O)}$  = 818.50 cm

POSIZIONE FORZE ORIZZONTALI  $F_H$  (rispetto a CT)

$X_{Fy(CT)}$  = 155.65 cm

$Y_{Fx(CT)}$  = 0.00 cm

ECCENTRICITA'

$e_{x,EFF}$  = 155.65 cm

$e_{y,EFF}$  = 0.00 cm

ECCENTR. ACCIDENTALE

$e_{x,ACC}$  = 89.55 cm

$e_{y,ACC}$  = 82.05 cm

ECCENTR. TOTALE

$e_{x,TOT}$  = 245.20 cm

$e_{y,TOT}$  = 82.05 cm

coord. rispetto origine O  
sistema di riferimento

SETTO	$X_{i(O)}$ cm	$Y_{i(O)}$ cm	Lx cm	Ly cm	$J_{XX,i}$ cm <sup>4</sup>	$J_{YY,i}$ cm <sup>4</sup>	$J_{XX,i} * X_{i(O)}$	$J_{YY,i} * Y_{i(O)}$	$X_{i(CT)}$ cm	$Y_{i(CT)}$ cm	DIST <sub>i(CT)</sub> cm	$J_{XX,i} * X_{i(CT)}^2$	$J_{YY,i} * Y_{i(CT)}^2$
SETTO A	10.00	492.00	20.00	200.00	1.333E+07	0.000E+00	1.333E+08	0.000E+00	-727.85	-326.50	797.73	7.064E+12	0.000E+00
SETTO B	10.00	1145.00	20.00	200.00	1.333E+07	0.000E+00	1.333E+08	0.000E+00	-727.85	326.50	797.73	7.064E+12	0.000E+00
SETTO C	248.50	1627.00	200.00	20.00	0.000E+00	1.333E+07	0.000E+00	2.169E+10	-489.35	808.50	945.06	0.000E+00	8.716E+12
SETTO D	1538.50	1627.00	200.00	20.00	0.000E+00	1.333E+07	0.000E+00	2.169E+10	800.65	808.50	1137.85	0.000E+00	8.716E+12
SETTO E	1777.00	1145.00	20.00	200.00	1.333E+07	0.000E+00	2.369E+10	0.000E+00	1039.15	326.50	1089.23	1.440E+13	0.000E+00
SETTO F	1777.00	492.00	20.00	200.00	1.333E+07	0.000E+00	2.369E+10	0.000E+00	1039.15	-326.50	1089.23	1.440E+13	0.000E+00
SETTO G	1538.50	10.00	200.00	20.00	0.000E+00	1.333E+07	0.000E+00	1.333E+08	800.65	-808.50	1137.85	0.000E+00	8.716E+12
SETTO H	248.50	10.00	200.00	20.00	0.000E+00	1.333E+07	0.000E+00	1.333E+08	-489.35	-808.50	945.06	0.000E+00	8.716E+12
SETTO I	804.70	603.00	303.50	20.00	0.000E+00	4.659E+07	0.000E+00	2.810E+10	66.85	-215.50	225.63	0.000E+00	2.164E+12
SETTO L	663.00	818.50	20.00	411.00	1.157E+08	0.000E+00	7.672E+10	0.000E+00	-74.85	0.00	74.85	6.484E+11	0.000E+00
SETTO M	804.70	1034.00	303.50	20.00	0.000E+00	4.659E+07	0.000E+00	4.818E+10	66.85	215.50	225.63	0.000E+00	2.164E+12
SETTO N	878.50	726.00	205.00	20.00	0.000E+00	1.436E+07	0.000E+00	1.042E+10	140.65	-92.50	168.34	0.000E+00	1.229E+11
SETTO O	786.00	818.50	20.00	165.00	7.487E+06	0.000E+00	5.885E+09	0.000E+00	48.15	0.00	48.15	1.735E+10	0.000E+00
SETTO P	878.50	911.00	205.00	20.00	0.000E+00	1.436E+07	0.000E+00	1.308E+10	140.65	92.50	168.34	0.000E+00	1.229E+11
					$\Sigma$ $J_{XX,i}$ 1.765E+08	$\Sigma$ $J_{YY,i}$ 1.752E+08	$\Sigma$ $J_{XX,i} * X_{i(O)}$ 1.303E+11	$\Sigma$ $J_{YY,i} * Y_{i(O)}$ 1.434E+11				$\Sigma$ $J_{XX,i} * X_{i(CT)}^2$ 4.359E+13	$\Sigma$ $J_{YY,i} * Y_{i(CT)}^2$ 3.944E+13



## 5.8. Azione tagliante alla base dei setti (s=20 cm)

SISMA Y				SISMA X				Reazione massima	
SETTO		FOND		SETTO		FOND			
Forza [kN]	<b>393.21</b>	Fx [kN]	Fy [kN]	Forza [kN]	<b>393.21</b>	Fx [kN]	Fy [kN]		
SETTO A	F diretta	0.0	29.7	SETTO A	F diretta	0.0	0.0	SETTO A	<b>41.0 kN</b>
	F torsione	0.0	11.3		F torsione	0.0	3.8		SETTO B
SETTO B	F diretta	0.0	29.7	SETTO B	F diretta	0.0	0.0	SETTO C	<b>34.1 kN</b>
	F torsione	0.0	11.3		F torsione	0.0	3.8	SETTO D	<b>34.1 kN</b>
SETTO C	F diretta	0.0	0.0	SETTO C	F diretta	29.9	0.0	SETTO E	<b>45.8 kN</b>
	F torsione	12.5	0.0		F torsione	4.2	0.0	SETTO F	<b>45.8 kN</b>
SETTO D	F diretta	0.0	0.0	SETTO D	F diretta	29.9	0.0	SETTO G	<b>34.1 kN</b>
	F torsione	12.5	0.0		F torsione	4.2	0.0	SETTO H	<b>34.1 kN</b>
SETTO E	F diretta	0.0	29.7	SETTO E	F diretta	0.0	0.0	SETTO I	<b>108.5 kN</b>
	F torsione	0.0	16.1		F torsione	0.0	5.4	SETTO L	<b>267.8 kN</b>
SETTO F	F diretta	0.0	29.7	SETTO F	F diretta	0.0	0.0	SETTO M	<b>108.5 kN</b>
	F torsione	0.0	16.1		F torsione	0.0	5.4	SETTO N	<b>32.7 kN</b>
SETTO G	F diretta	0.0	0.0	SETTO G	F diretta	29.9	0.0	SETTO O	<b>17.1 kN</b>
	F torsione	12.5	0.0		F torsione	4.2	0.0	SETTO P	<b>32.7 kN</b>
SETTO H	F diretta	0.0	0.0	SETTO H	F diretta	29.9	0.0		
	F torsione	12.5	0.0		F torsione	4.2	0.0		
SETTO I	F diretta	0.0	0.0	SETTO I	F diretta	104.5	0.0		
	F torsione	11.7	0.0		F torsione	3.9	0.0		
SETTO L	F diretta	0.0	257.7	SETTO L	F diretta	0.0	0.0		
	F torsione	0.0	10.1		F torsione	0.0	3.4		
SETTO M	F diretta	0.0	0.0	SETTO M	F diretta	104.5	0.0		
	F torsione	11.7	0.0		F torsione	3.9	0.0		
SETTO N	F diretta	0.0	0.0	SETTO N	F diretta	32.2	0.0		
	F torsione	1.5	0.0		F torsione	0.5	0.0		
SETTO O	F diretta	0.0	16.7	SETTO O	F diretta	0.0	0.0		
	F torsione	0.0	0.4		F torsione	0.0	0.1		
SETTO P	F diretta	0.0	0.0	SETTO P	F diretta	32.2	0.0		
	F torsione	1.5	0.0		F torsione	0.5	0.0		



## 5.9. Sollecitazioni di progetto nel setto L

Forza su setto L	267.80	kN
------------------	--------	----

Carico [kN]	Quota [m]	Carico x quota [kNm]	Forza [kN]	Taglio [kN]	Momento [kNm]
2383.26	15.46	36845.20	83.94	83.94	264.42
2655.67	12.31	32691.36	74.48	158.42	763.46
2655.67	9.16	24325.98	55.42	213.84	1443.48
2655.67	5.98	15880.93	36.18	250.03	2231.06
2756.78	2.83	7801.69	17.77	267.80	2988.94
<b>TOTALE</b>					
			117545.16		

### Armature nei nuclei

Setto L					
Piano	$M_{sd}$ [kNm]	$N_{sd}$ [kN]	$\sigma_s$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	
Fondazione	2988.94	869.27	19.68	8Φ 16	16.08
I	2231.06	708.72	20.54	4 Φ 16	8.04
II	1443.48	533.28	12.64	4 Φ 14	6.16
III	763.46	357.84	4.43	4 Φ 14	6.16
IV	264.42	182.40	0.49	4 Φ 14	6.16



## Verifica a presso-flessione della sezione di base

## Verifica a taglio della sezione di base

classe CLS

Rck                    30 N/mm<sup>2</sup>  
 τc0                    0.060 kN/cm<sup>2</sup>  
 τc1                    0.183 kN/cm<sup>2</sup>

SETTO	Taglio [kN]	B [cm]	H [cm]	c [cm]	h [cm]	τ [kN/cm <sup>2</sup> ]	n° b staffe [n°]	φ staffe [mm]	Δx staffe [cm]	σ staffe [kN/cm <sup>2</sup> ]	A staffe eff. [cm <sup>2</sup> /m]	Verifica
L	267.8	20	460	47.5	412.5	0.036	2	10	20	9.19	7.85	OK



## 5.10. Confronto SLU – tensioni ammissibili

Setto L						
Piano	$M_{sd}$ [kNm]	$M_{rd}$ [kNm]	Msd/Mrd	$\sigma_s$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{s,amm}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_s/\sigma_{s,amm}$
Fondazione	5371.07	6206	0.87	19.68	25.5	0.77
I	4001.35	4790	0.84	20.54	25.5	0.81
II	2579.46	3635	0.71	12.64	25.5	0.50
III	1355.05	3635	0.37	4.43	25.5	0.17
IV	462.38	3635	0.13	0.49	25.5	0.02