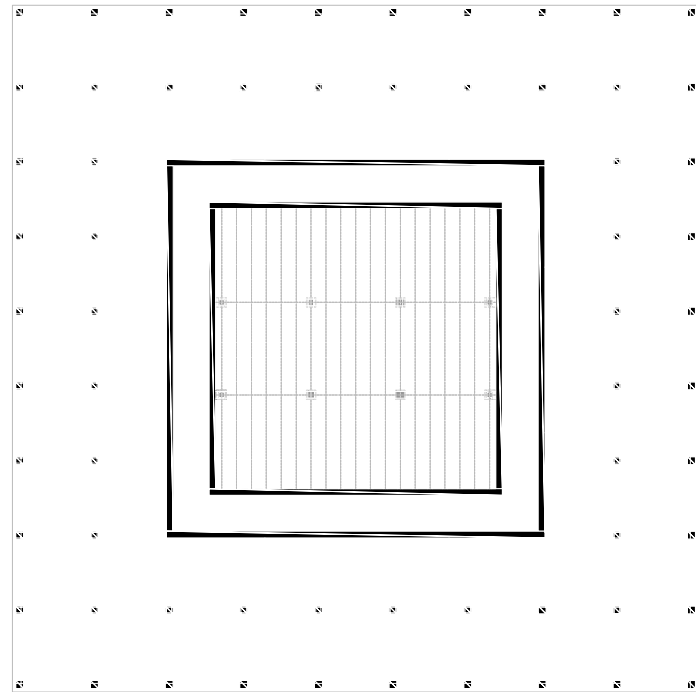
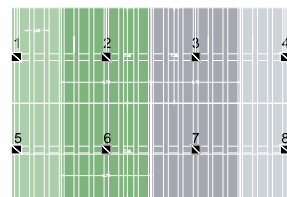


# PIANTA STRUTTURALE



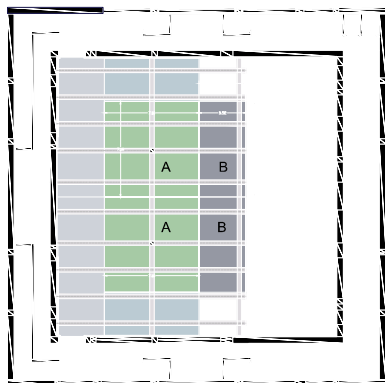
Scala 1:200

## Area Influenza dei Pilastri del Piano Terra



Scala 1:200

## Area Influenza delle Gradonate della Sala Conferenza



Scala 1:200

### ANALISI DEI CARICHI- PILASTRI

Piano Secondo (Sala Conferenza)

Carichi Accidentali Q  
Sala convegna 4 KN/m<sup>2</sup>

Carichi Permanenti G  
pavimentazione in legno (da noce) 8 KN/m<sup>2</sup> 0,16 KN/m<sup>2</sup> (1 m<sup>2</sup>)  
Acciaio 78,5 KN/m<sup>2</sup> 0,5 KN/m<sup>2</sup> (1 m<sup>2</sup>)  
Lamiera Grecata (spessore 10 cm.) 1,9 KN/m<sup>2</sup> peso soletta  
(spessore di lamiera= 0,8 mm.)  
Profilo I-PE 330 49,1 kg/m per ogni 2 m.

Piano Primo (Sala Conferenza)

Pavimentazione in legno (2 cm.) 0,25 KN/m<sup>2</sup>  
Malta di allettamento (2 cm.) 0,38 KN/m<sup>2</sup>  
Massetto 0,76 KN/m<sup>2</sup>  
Isolante 0,04 KN/m<sup>2</sup>  
Carichi del Solaio 6 KN/m<sup>2</sup>

#### Carichi sulle Gradonate

Per numero 2-6

Carichi Solaio+Peso permanenti  
Legno 16,3 kg/m<sup>2</sup>  
Acciaio 50 kg/m<sup>2</sup>  
Lamiera Grecata 190 kg/m<sup>2</sup>  
Profilo I 49,1 kg/m<sup>2</sup>  
Trave profilo I 49,1 kg/m<sup>2</sup>  
peso perm. + solaio= 7,17,15 (16,3+50+190) + 3\*49,1\*7,1 + 49,1\*7,15 = 14407,9645 kg  
Accidentale=400\*7,15\*7,1= 20306 kg

Nsd= 1,3\*14408 + 1,5\*20306= 49189,4 kg

#### Carichi sotto delle Gradonate

Per numero 2-6

Pavimentazione in legno 0,25 KN/m<sup>2</sup>  
Malta di Cemento 0,38 KN/m<sup>2</sup>  
Massetto 0,76 KN/m<sup>2</sup>  
Isolante 0,04 KN/m<sup>2</sup>  
Carichi del Solaio 6 KN/m<sup>2</sup>  
Totale = 7,43 KN/m<sup>2</sup> = 757,4 kg/m<sup>2</sup>  
Carichi del solaio + Pes permanenti + carico del trave grande = 757,4\*6,70\*7,16= 34978 kg + 12425 = 48759 kg  
Carichi Accidentali= 400\*6,70\*7,16= 19188 kg

Nsd= 1,3\*48759 + 1,5\*19188= 92168,7 kg

Somma di pesi dei due piani= 49189,4 + 92168,7= 141358,1 kg

Calcestruzzo Utilizzato:  
CLS 25/30 fcd= 14,11 Mpa = 141,4 kg/m<sup>3</sup>

Acciaio Utilizzato:  
B450C

Ac (area CLS) = Nsd/fcd = 141358,1/141,4 = 999,7 cm<sup>2</sup>  
l min = √999,7 = 31,6 cm. = 50\*50 cm.  
As min. = 0,3 % della sezione del calcestruzzo  
As usuale= 0,6 % della sezione del calcestruzzo  
As max. = 2% della sezione del calcestruzzo

As= 1 % (50\*50) = 25 cm<sup>2</sup> » 8 ø 21  
Staffe » 12\*2,1= 25,2 cm max. distanza tra le staffe  
» usiamo ø 10/20

#### Per numero 3-7

##### Carichi sulle Gradonate

Peso permanente+ carico solaio = 3,52\*7,15\* (16,3+50+190) + 3\*49,1\*3,52 + 49,1\*7,15 = 7320 kg  
Carico Accidentale = 400\*3,52\*7,15= 10067,2 kg.

Nsd= 1,3\*7320 + 1,5\*10067,2 = 24616,8 kg  
(Nrd= 0,8\*fcd\*Ac + fyd\*As = 0,8\*141,1\*50\*50 + 3913\*25 = 380025 kg > 111682,15 kg verificato)

#### Carichi sotto delle Gradonate

uguale ai numeri 2-6 » 92168,7 kg

Somma di pesi dei due piani = 92168,7+24616,8 = 116785,5 kg

Ac= Nsd/fcd Ac= 116785,5/141,4 = 826 cm<sup>2</sup>  
l min = √826 = 28,7 cm. = 50\*50 cm.  
As min. = 0,3 % della sezione del calcestruzzo  
As usuale= 0,6 % della sezione del calcestruzzo  
As max. = 2% della sezione del calcestruzzo

As= 1 % (50\*50) = 25 cm<sup>2</sup> » 8 ø 21  
Staffe » 12\*2,1= 25,2 cm max. distanza tra le staffe  
» usiamo ø 10/20

#### Per Numeri 4-8 (1-5)

##### Carichi sotto delle Gradonate

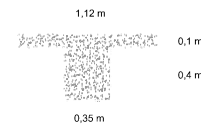
Pavimentazione in legno 0,25 KN/m<sup>2</sup>  
Malta di Cemento 0,38 KN/m<sup>2</sup>  
Massetto 0,76 KN/m<sup>2</sup>  
Isolante 0,04 KN/m<sup>2</sup>  
Carichi del Solaio 6 KN/m<sup>2</sup>  
Totale = 7,43 KN/m<sup>2</sup> = 757,4 kg/m<sup>2</sup>  
Carichi del solaio + Pes permanenti + carico del trave grande = 757,4\*3,80\*7,15 + 1\*0,7\*3,80\*2500 = 27228,5 kg  
Carichi Accidentali = 400\*3,80\*7,15 = 10868 kg

Nsd= 1,3\*27228,5 + 1,5\*10868 = 51700 kg

Ac= Nsd/fcd = 51700/141,4 = 365,63 cm<sup>2</sup>  
l min = √365,63 = 19,12 cm. = 20 cm. = 40\*40 cm.  
As= 1% (40\*40) = 16 cm<sup>2</sup> » 8 ø 17 » 16,08 cm<sup>2</sup>  
Staffe » 12\*1,7 = 20,4 » massimo distanza tra le staffe usiamo 8 ø 15

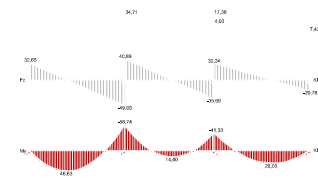
Nrd= 0,8\*fcd\*Ac + fyd\*As = 0,8\*141,1\*(40\*40) + 3913\*16,08 = 243529 kg > 55100,5 kg verificato.

### SOLAIO TIPO-VERIFICA STATO LIMITE DI ESERCIZIO (TENSIONE)

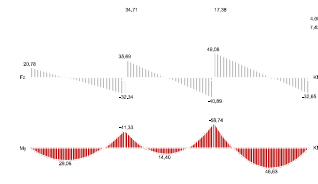


#### COMBINAZIONE DI CARICO

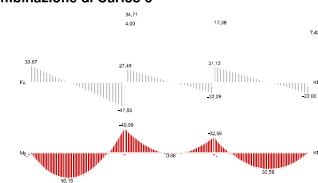
##### Combinazione di Carico 1



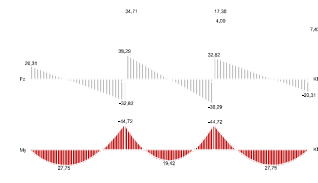
##### Combinazione di Carico 2



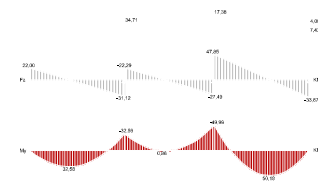
##### Combinazione di Carico 3



##### Combinazione di Carico 4



##### Combinazione di Carico 5

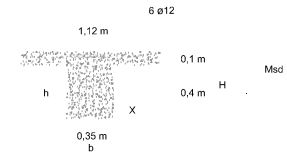


### Diagramma di Involuppo dei Momenti



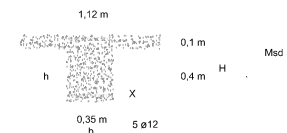
Rck = 300 kg / cm<sup>2</sup> σf = 2600 kg / cm<sup>2</sup> = 260 MPa  
σc = 60 + (60 + (Rck - 150)/4) = 97,5 kg / cm<sup>2</sup> = 9,75 MPa  
m=coefficiente di omogeneizzazione m=Ef/Ec = 15

#### Punto 1-2



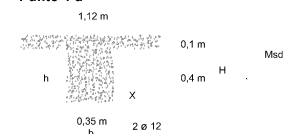
1- Mf= 58,74 KNm = 5874 kgm= 587400 kgcm  
2- Af min = Mf / 0,85\*H\*σf = 587400/0,85\*50\*2600 = 5,65 cm<sup>2</sup>  
6 ø 12 = 6,79 cm<sup>2</sup>  
3- x= m\* Af/b \* [ -1+√1+2bh/m\*Af ] = 15\* 6,79/35 \* [ -1+√1+2\*35\*47,4/15\*6,79 ] = 13,95 cm.  
4- σf = Mf / Af\*(h-x/3) = 587400/6,79 (47,4-13,95/3) = 202,36 MPa < 260 MPa (σf)  
5- σc = 2\*Mf / b\*x\*(h-x/3) = 2\*587400 / 35\*13,95\* (47,4-13,95/3) = 5,63 MPa < 9,75 MPa (σc) verificato.

#### Punto 3-5



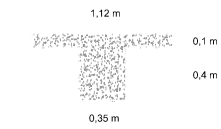
1- Mf= 50,18 KNm = 5018kgm= 501800 kgcm  
2- Af min = Mf / 0,85\*H\*σf = 501800/0,85\*50\*2600 = 4,54 cm<sup>2</sup>  
5 ø 12 = 5,65 cm<sup>2</sup>  
3- x= m\* Af/b \* [ -1+√1+2bh/m\*Af ] = 15\* 5,65/112 \* [ -1+√1+2\*112\*47,4/15\*5,65 ] = 7,67 cm.  
4- σf = Mf / Af\*(h-x/3) = 501800/5,65 (47,4-7,67/3) = 198 MPa < 260 MPa (σf)  
5- σc = 2\*Mf / b\*x\*(h-x/3) = 2\*501800 / 112\*7,67\* (47,4-7,67/3) = 2,6 MPa < 9,75 kg/cm<sup>2</sup> (σc) verificato.

#### Punto 4-a



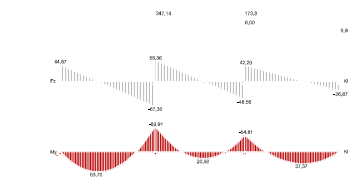
1- Mf= 19,42 KNm = 1942kgm= 194200 kgcm  
2- Af min = Mf / 0,85\*H\*σf = 194200/0,85\*50\*2600 = 1,75 cm<sup>2</sup>  
2 ø 12 = 2,26 cm<sup>2</sup>  
3- x= m\* Af/b \* [ -1+√1+2bh/m\*Af ] = 15\* 2,26/112 \* [ -1+√1+2\*112\*47,6/15\*2,26 ] = 5,02 cm.  
4- σf = Mf / Af\*(h-x/3) = 194200/2,26 (47,6-5,02/3) = 187,2 MPa < 260 MPa (σf)  
5- σc = 2\*Mf / b\*x\*(h-x/3) = 2\*194200 / 112\*5,02\* (47,6-5,02/3) = 1,5 MPa < 9,75 MPa (σc) verificato.

### SOLAIO TIPO-VERIFICA STATO LIMITE ULTIMO (SLU)

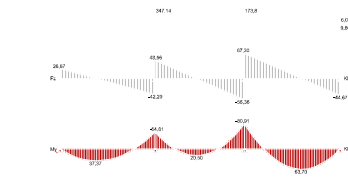


#### COMBINAZIONE DI CARICO

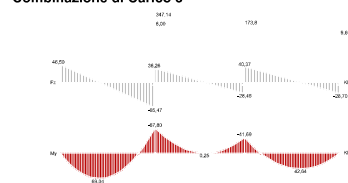
##### Combinazione di Carico 1



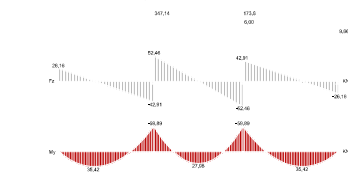
##### Combinazione di Carico 2



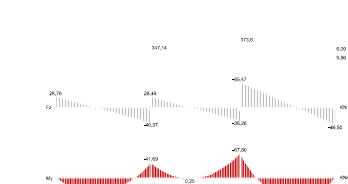
##### Combinazione di Carico 3



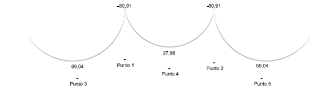
##### Combinazione di Carico 4



##### Combinazione di Carico 5

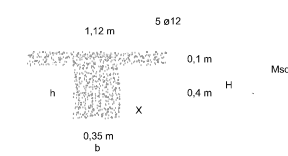


### Diagramma di Involuppo dei Momenti



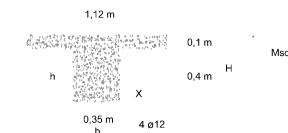
p.p. = 1,3\*7,54=9,802 KN  
p acc. = 1,5\*4= 6 KN

#### Punto 1-2



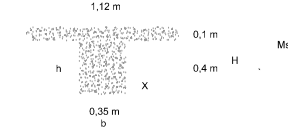
1-Area di Armatura  
Af min = Msd / 0,9\*47\*3913 = 4,88 cm<sup>2</sup>  
5 ø 12 = 5,65 cm<sup>2</sup>  
2- x= fyd\*Af / 0,8\*b\*fcd = 3913\*5,65 / 0,8\*35\*141,1 = 5,59 cm.  
3- Fc = 0,8\*fcd\*b = 0,8\*x\*fcd\*b = 0,8\*5,59\*141,1\*35 = 22085 kgcm  
4- Fs = fyd\*Af = 3913\*5,65 = 22108 kgcm  
5- Mrd= Fc\*z z=h-0,4x = 47,4-0,4\*5,59 cm= 45,16  
Msd < Mrd 809100 < 997358 kgcm verificato.

#### Punto 3-5



1-Area di Armatura  
Af min = Msd / 0,9\*47\*3913 = 4,17 cm<sup>2</sup>  
5 ø 12 = 5,65 cm<sup>2</sup>  
2- x= fyd\*Af / 0,8\*b\*fcd = 3913\*5,65 / 0,8\*112\*141,1 = 1,74 cm.  
3- Fc = 0,8\*fcd\*b = 0,8\*x\*fcd\*b = 0,8\*1,74\*141,1\*112 = 21998 kgcm  
4- Fs = fyd\*Af = 3913\*5,65 = 22108 kgcm  
5- Mrd= Fc\*z z=h-0,4x = 47,4-0,4\*1,74cm= 46,70  
Msd < Mrd 779100 < 1027306 kgcm verificato.

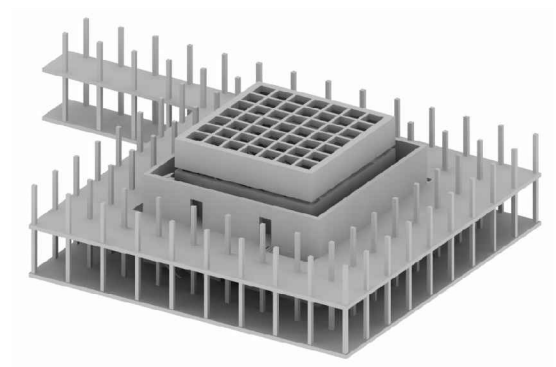
#### Punto 4



1-Area di Armatura  
Af min = 279800 / 0,9\*47\*3913 = 1,69 cm<sup>2</sup>  
2 ø 12 = 2,26 cm<sup>2</sup>  
2- x= fyd\*Af / 0,8\*b\*fcd = 3913\*2,26 / 0,8\*112\*141,1 = 0,7cm.  
3- Fc = 0,8\*fcd\*b = 0,8\*x\*fcd\*b = 0,8\*0,7\*141,1\*112 = 8849,8 kgcm  
4- Fs = fyd\*Af = 3913\*2,26 = 8843,4 kgcm  
5- Mrd= Fc\*z z=h-0,4x = 47,4-0,4\*0,7 cm= 47,12 cm.  
Msd < Mrd 168200 < 417002,57 kgcm verificato.

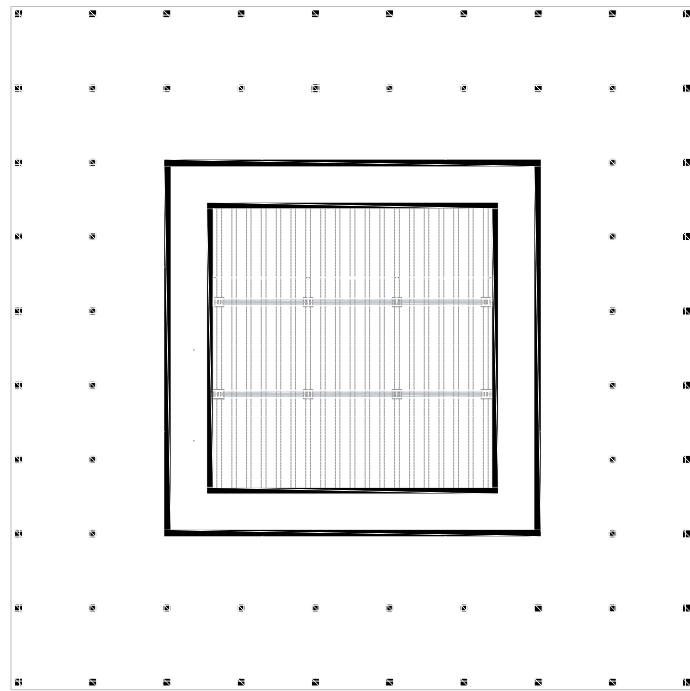


SISTEMA DELLA STRUTTURA DI PIANO TERRA



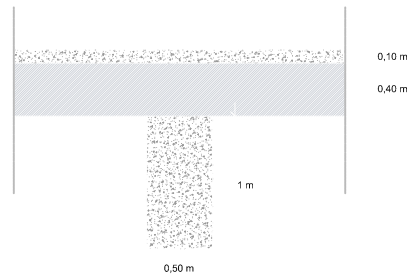
ASSONOMETRIA STRUTTURALE

# PIANTA STRUTTURALE



Scala 1:200

# IMPALCATI E TRAVI CONTINUE



carico soletto = 757,4 kg/m<sup>2</sup> carico accidentale = 400 kg/m<sup>2</sup>  
 $p = 1,3 \cdot (757,4 \cdot 7,15 + 2500 \cdot 0,50 \cdot 0,50) + 1,5 \cdot 7,15 \cdot 400 = 12111 \text{ kg/m}$



$M_i = p \cdot l^2 / 24$        $M_d = p \cdot l^2 / 10$   
 $M_b = p \cdot l^2 / 10$        $M_e = p \cdot l^2 / 12$

$M_i = 12111 \cdot (7,15)^2 / 24 = 25797 \text{ kgm}$   
 $M_b = M_d = 12111 \cdot (7,15)^2 / 10 = 61914 \text{ kgm}$   
 $M_e = 12111 \cdot (7,15)^2 / 12 = 51595 \text{ kgm}$

### Dimensione delle Trave con il Momento Massimo

Per  $M_d \gg M_{sd} = 619,14 \text{ KNm}$

- $h = r \cdot \sqrt{M_{sd}/b}$      $h = 0,018 \cdot \sqrt{619,14/0,50} = 0,65 \text{ m}$      $H = 1 \text{ m}$
- $A_{fmin} = M_{sd} / 0,9 \cdot h \cdot f_{yd} = 6191400 / 0,9 \cdot 97 \cdot 3913 = 18,24 \text{ cm}^2$   
 $A_f = 8 \text{ } \phi 19 \gg 22,68 \text{ cm}^2$
- Verifica  
 $x = f_{yd} \cdot A_f / 0,8 \cdot b \cdot f_{cd} = 3913 \cdot 22,68 / 0,8 \cdot 50 \cdot 141,1 = 15,73 \text{ cm}$   
 $F_s = 3913 \cdot 22,68 = 88746,84$   
 $M_{rd} = F_s \cdot z$      $z = h - 0,4 \cdot x = 97,1 - (0,4 \cdot 15,73) = 90,8 \text{ cm}$   
 $M_{rd} = 88746,84 \cdot 90,8 = 80582,094 \text{ kgm} = 805,82 \text{ KNm}$   
 $M_{rd} > M_{sd}$     verificato.

Per  $M_b \gg M_{sd} = 619,14 \text{ KNm}$

- $h = r \cdot \sqrt{M_{sd}/b}$      $h = 0,018 \cdot \sqrt{619,14/0,50} = 0,65 \text{ m}$      $H = 1 \text{ m}$
- $A_{fmin} = M_{sd} / 0,9 \cdot h \cdot f_{yd} = 6191400 / 0,9 \cdot 97 \cdot 3913 = 18,24 \text{ cm}^2$   
 $A_f = 8 \text{ } \phi 19 \gg 22,68 \text{ cm}^2$
- Verifica  
 $x = f_{yd} \cdot A_f / 0,8 \cdot b \cdot f_{cd} = 3913 \cdot 22,68 / 0,8 \cdot 50 \cdot 141,1 = 15,73 \text{ cm}$   
 $F_s = 3913 \cdot 22,68 = 88746,84$   
 $M_{rd} = F_s \cdot z$      $z = h - 0,4 \cdot x = 97,1 - (0,4 \cdot 15,73) = 90,8 \text{ cm}$   
 $M_{rd} = 88746,84 \cdot 90,8 = 80582,094 \text{ kgm} = 805,82 \text{ KNm}$   
 $M_{rd} > M_{sd}$     verificato.

Tutti valori sono uguali con  $M_d$ , solo la posizione dei ferri sono incontrario a cause del momento.

### Dimensione delle Trave con il Momento Massimo

Per  $M_i \gg M_{sd} = 257,97 \text{ KNm}$

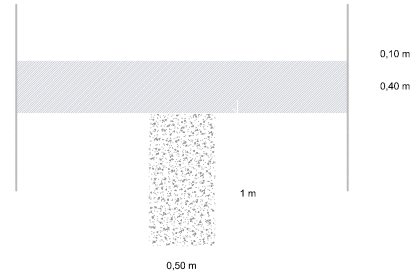
- $h = r \cdot \sqrt{M_{sd}/b}$      $h = 0,018 \cdot \sqrt{257,97/0,50} = 0,41 \text{ m}$      $H = 1 \text{ m}$
- $A_{fmin} = M_{sd} / 0,9 \cdot h \cdot f_{yd} = 2579700 / 0,9 \cdot 97 \cdot 3913 = 8,6 \text{ cm}^2$   
 $A_f = 4 \text{ } \phi 19 \gg 11,34 \text{ cm}^2$
- Verifica  
 $x = f_{yd} \cdot A_f / 0,8 \cdot b \cdot f_{cd} = 3913 \cdot 11,34 / 0,8 \cdot 50 \cdot 141,1 = 7,86 \text{ cm}$   
 $F_s = 3913 \cdot 11,34 = 44373,42$   
 $M_{rd} = F_s \cdot z$      $z = h - 0,4 \cdot x = 97,1 - (0,4 \cdot 7,86) = 93,96 \text{ cm}$   
 $M_{rd} = 44373,42 \cdot 93,96 = 41693,27 \text{ kgm} = 416,93 \text{ KNm}$   
 $M_{rd} > M_{sd}$     verificato.

Per  $M_e \gg M_{sd} = 515,95 \text{ KNm}$

- $h = r \cdot \sqrt{M_{sd}/b}$      $h = 0,018 \cdot \sqrt{515,95/0,50} = 0,58 \text{ m}$      $H = 1 \text{ m}$
- $A_{fmin} = M_{sd} / 0,9 \cdot h \cdot f_{yd} = 5159500 / 0,9 \cdot 97 \cdot 3913 = 15,1 \text{ cm}^2$   
 $A_f = 7 \text{ } \phi 18 \gg 17,8 \text{ cm}^2$
- Verifica  
 $x = f_{yd} \cdot A_f / 0,8 \cdot b \cdot f_{cd} = 3913 \cdot 17,8 / 0,8 \cdot 50 \cdot 141,1 = 12,34 \text{ cm}$   
 $F_s = 3913 \cdot 17,8 = 69651,4$   
 $M_{rd} = F_s \cdot z$      $z = h - 0,4 \cdot x = 97,1 - (0,4 \cdot 12,34) = 92,164 \text{ cm}$   
 $M_{rd} = 69651,4 \cdot 92,164 = 6419351,63 \text{ kgm} = 641,935 \text{ KNm}$   
 $M_{rd} > M_{sd}$     verificato.

### VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIME

Taglio



$p = 1,3 \cdot (757,4 \cdot 7,15 + 2500 \cdot 0,50 \cdot 0,50) + 1,5 \cdot 7,15 \cdot 400 = 12111 \text{ kg/m}$

Lunghezza di influenza  $i = 7,16 \text{ m}$

$T_{sd} = p \cdot i / 2 = 7,15 \cdot 12111 / 2 = 43297 \text{ kg}$

### PUNTO 1

1- Limite di resistenza di una sezione privata di armatura taglio

$Trd1 = 0,25 \cdot f_{ctd} \cdot r^* \cdot (1 + 50 \cdot \rho) \cdot b \cdot h \cdot \zeta$     per C25/30  $f_{ctd} = 1,79 \text{ MPa}$   
 $r = 1,6 - h = 1,6 - 0,97 = 0,63$   
 $\rho = A_s / b \cdot h = 22,68 / 50 \cdot 97 = 0,0047$     ( $A_s \gg 8 \text{ } \phi 19$ )  
 $Trd1 = 0,25 \cdot 17,9 \cdot 0,63 \cdot (1 + 50 \cdot 0,0047) \cdot 50 \cdot 97 \cdot 1 = 16886 \text{ kg}$   
 $Trd1 < T_{sd}$  (non è sufficiente, si deve mettere le staffe.)

2- Schiacciamento del Puntone  
 $Trd2 = 0,30 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot h = 0,3 \cdot 141,1 \cdot 50 \cdot 97 = 205300 \text{ kg} > T_{sd}$

3- Verifica dell'armatura e Taglio

$Trd3 = T_{wd} + T_{cd}$     con  $T_{cd} \leq T_{wd}$

### IPOTESI INIZIALE

- staffe  $\phi 10$
- $A_{sw} = 0,79 \cdot 2 = 1,58 \text{ cm}^2$
- $T_{cd} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot h \cdot \zeta = 0,6 \cdot 1,79 \cdot 50 \cdot 97,1 = 5209 \text{ kg}$
- $T_{wd \text{ nec}} = T_{sd} - T_{cd}$  (al massimo  $T_{cd} = T_{sd}/2$ )  
 $T_{wd \text{ nec}} = 43297 / 2 = 21648,5 \text{ kg}$
- $T_{wd} = k \cdot A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot 0,9 \cdot h/p$     ( $k=1$  in caso di staffe)  
 $T_{wd} = 1 \cdot 1,58 \cdot 3913 \cdot 0,9 \cdot 97/p = 539736/p$   
per  $T_{wd \text{ nec}}$      $p_{\text{max}} = T_{wd}/T_{wd \text{ nec}} = 539736/21648,5 = 24,9 \text{ cm}$ .  
considero  $p=20 \text{ cm}$ .  
per normativa  $p_{\text{min}} = 12 \text{ } \phi$      $l_{\text{long}} = 12 \cdot 1,9 = 22,8$   
 $p=20 \text{ cm}$ , ancora va bene  
 $A_{s \text{ long}} = T_{sd}/f_{yd} = 43297/3913 = 11,06 \text{ cm}^2 < 22,68$     ( $8 \text{ } \phi 19$ )

### PUNTO 2

$T_{sd} = p \cdot i / 2 = 6,7 \cdot 12111 / 2 = 40571,85 \text{ kg}$

1- Limite di resistenza di una sezione privata di armatura taglio

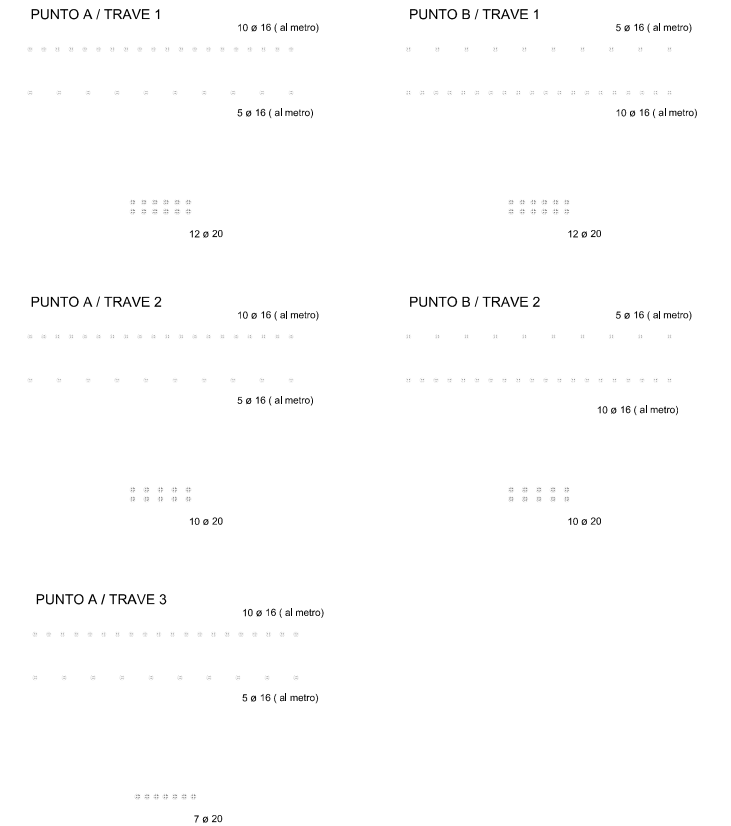
$Trd1 = 0,25 \cdot f_{ctd} \cdot r^* \cdot (1 + 50 \cdot \rho) \cdot b \cdot h \cdot \zeta$     per C25/30  $f_{ctd} = 1,79 \text{ MPa}$   
 $r = 1,6 - h = 1,6 - 0,97 = 0,63$   
 $\rho = A_s / b \cdot h = 19,85 / 50 \cdot 97 = 0,0041$     ( $A_s \gg 7 \text{ } \phi 19$ )  
 $Trd1 = 0,25 \cdot 17,9 \cdot 0,63 \cdot (1 + 50 \cdot 0,0041) \cdot 50 \cdot 97 \cdot 1 = 16476,4 \text{ kg}$   
 $Trd1 < T_{sd}$  (non è sufficiente, si deve mettere le staffe.)

2- Schiacciamento del Puntone  
 $Trd2 = 0,30 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot h = 0,3 \cdot 141,1 \cdot 50 \cdot 97 = 205300 \text{ kg} > T_{sd}$

3- Verifica dell'armatura e Taglio

$Trd3 = T_{wd} + T_{cd}$     con  $T_{cd} \leq T_{wd}$

# Pianta strutturale della copertura

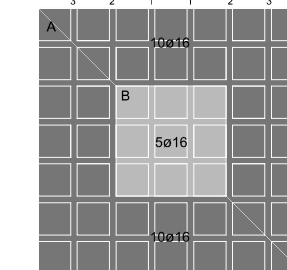


Scala 1:200

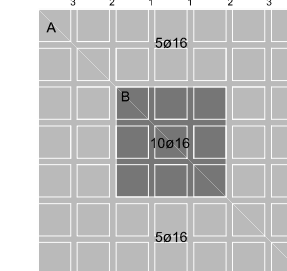
### PIASTRA

$A_s = 1,45 \cdot 14500000 \text{ Nmm} / 0,8 \cdot 350 \cdot 374 = 2007$     staffe  $10 \phi 16$  al metro

### ARMATURA SOPRA DI PIASTRA



### ARMATURA SOTTO DI PIASTRA



# COPERTURA A CASSETTONE

