

Oggetto

**PROGETTO DI UN EDIFICIO IN
C.A. PER CIVILE ABITAZIONE**

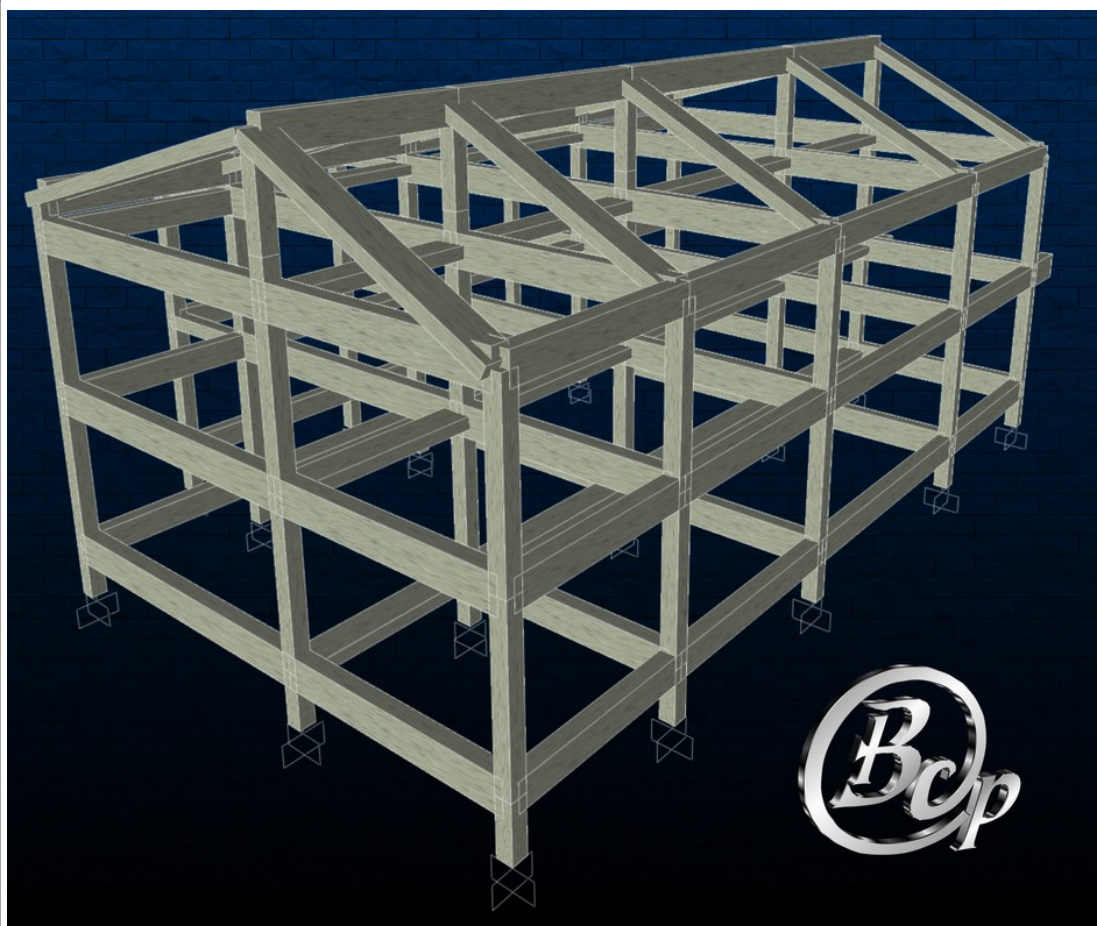
Comune di Santa Marinella (RM)

Corso

TECNICA DELLE COSTRUZIONI
Ingegneria Civile

Docente

Prof. Fabrizio Paolacci



Studenti

**Berti Andrea
Campolese Mattia
Paccapelo Marco**

Anno

2006 / 2007

Sommario

Introduzione.....	2
Input di progetto.....	2
Normative adottate.....	3
Caratteristiche dei materiali.....	3
Solaio.....	4
Predimensionamento.....	6
Analisi dei carichi.....	7
Carichi permanenti.....	7
Sovraccarichi variabili.....	8
Riassunto carichi di progetto calcolati.....	11
Calcolo delle sollecitazioni.....	12
Modello di trave continua.....	12
Combinazioni di carico.....	12
Diagrammi di inviluppo.....	18
Dimensionamento armature.....	21
Momenti fuori calcolo.....	21
Armature longitudinali.....	23
Momenti resistenti.....	25
Taglio resistente.....	28
Fasce piene.....	30
Ulteriori indicazioni.....	32
Verifica delle sezioni.....	33
Predimensionamenti e analisi dei carichi.....	34
Tamponature.....	34
Travi.....	35
Predimensionamento.....	35
Analisi dei carichi.....	35
Pilastri.....	45
Stima dei carichi.....	46
Scala.....	48
Problematiche geometriche e funzionali.....	48
Gradini e pianerottolo.....	49
Carichi trave a ginocchio.....	50
Analisi delle sollecitazioni.....	51
Modellazione telaio.....	51
Combinazioni di carico.....	52
Diagrammi di calcolo.....	54
Dimensionamenti.....	56
Travi.....	56
Modelli di calcolo.....	56
Armature.....	58
Momenti resistenti.....	63
Verifica delle sezioni.....	64
Verifica allo stato limite ultimo sezione più sollecitata.....	65
Verifica allo stato limite di esercizio sezione più sollecitata.....	70
Pilastri.....	74
Modelli di calcolo.....	74
Armature.....	75
Verifiche a pressoflessione.....	76
Scala.....	77
Gradini.....	77
Pianerottolo.....	78
Trave a ginocchio.....	79
Fondazione.....	90
Tipologia adottata.....	90
Carico limite.....	90
Dimensionamento sezione e armatura.....	92
Verifica a punzonamento.....	93

Introduzione

Input di progetto

La seguente relazione riguarda il progetto di un edificio di 2 piani abitabili più sottotetto non abitabile, adibito all'uso di civile abitazione, situato a Santa Marinella (RM) in zona non sismica.

Tale costruzione è realizzata in cemento armato e la sua struttura portante è costituita da un telaio tridimensionale su cui si sono concentrati i calcoli e le analisi per la progettazione. Sono state dimensionati tutti i solai, la scala, un plinto di fondazione, le armature della travata e pilastrata più sollecitata.

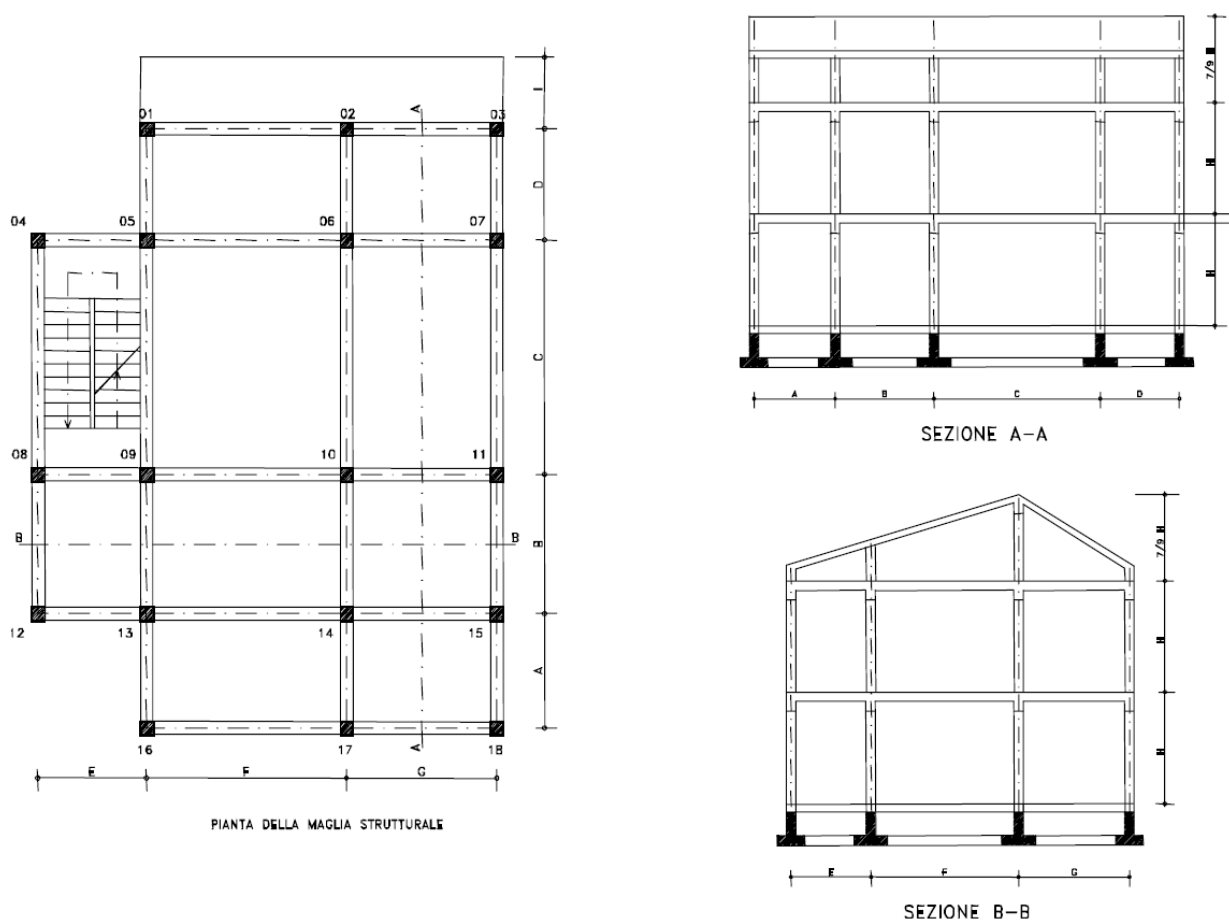


Fig. 1: Tipologia progettuale in esame

A	B	C	D	E	F	G	H	I
3,75	4,6	6,15	4,5	2	6,25	4,5	3	1,6

Tabella 1: Dimensioni geometriche dell'edificio (in m)

Normative adottate

- **Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo**
Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici - ENV 1992-1-1

Normativa di riferimento del progetto.

- **Eurocodice 1**

Considerato nel caso dell'incidenza dei tramezzi.

- **D.M. 14-09-2005: Testo unico sulle costruzioni**

Utilizzata come supporto e integrazione dell'EC2 per la determinazione dei carichi agenti e per il predimensionamento del solaio.

- **CIRCOLARE 4 luglio 1996, n. 156 AA.GG/STC**

Utilizzata come fonte di riferimento dei pesi di alcuni materiali utilizzati.

Caratteristiche dei materiali

- **CLS:**

Resistenze di calcolo a compressione:

$R_{ck} = 30 \text{ MPa}$

$$f_{cd} = \frac{R_{ck}}{\gamma_{m,c}} = \frac{30}{1,9} = 15,78 \text{ MPa}$$

Modulo elastico:

$$E = 5700 \sqrt{R_{ck}} = 31220 \text{ MPa} \quad (\text{EC2 - punto 4.2.1.3.2.})$$

Resistenze di calcolo a trazione:

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{1,6} = 1,14 \text{ MPa} \quad \text{resistenza a trazione del cls di calcolo dove:}$$

$$f_{ctk} = 0,7 f_{ctm} = 1,824 \text{ MPa} \quad \text{è la resistenza a trazione del cls caratteristica e:}$$

$$f_{ctm} = 0,27 \sqrt[3]{R_{ck}^2} = 2,606 \text{ MPa} \quad \text{è la resistenza a trazione del cls media}$$

- **ACCIAIO:**

B450C - barre ad aderenza migliorata

$E_s = 205000 \text{ MPa}$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{m,s}} = \frac{450}{1,15} = 391,3 \text{ MPa}$$

Solaio

Trave continua

Il solaio è una piastra ortotropa, ovvero ha un comportamento differente nelle due direzioni principali x ed y. Si ha però che la rigidezza della struttura nella direzione di tessitura dei travetti è molto superiore rispetto a quella ortogonale. Ne consegue che il comportamento dei solai è approssimabile a quello di una trave continua su appoggi fissi costituiti dalle strutture che lo portano (travi).

Dati di progetto

Per l'orditura dei travetti si è preferita una dimensione unica per rendere omogeneo il comportamento del telaio:

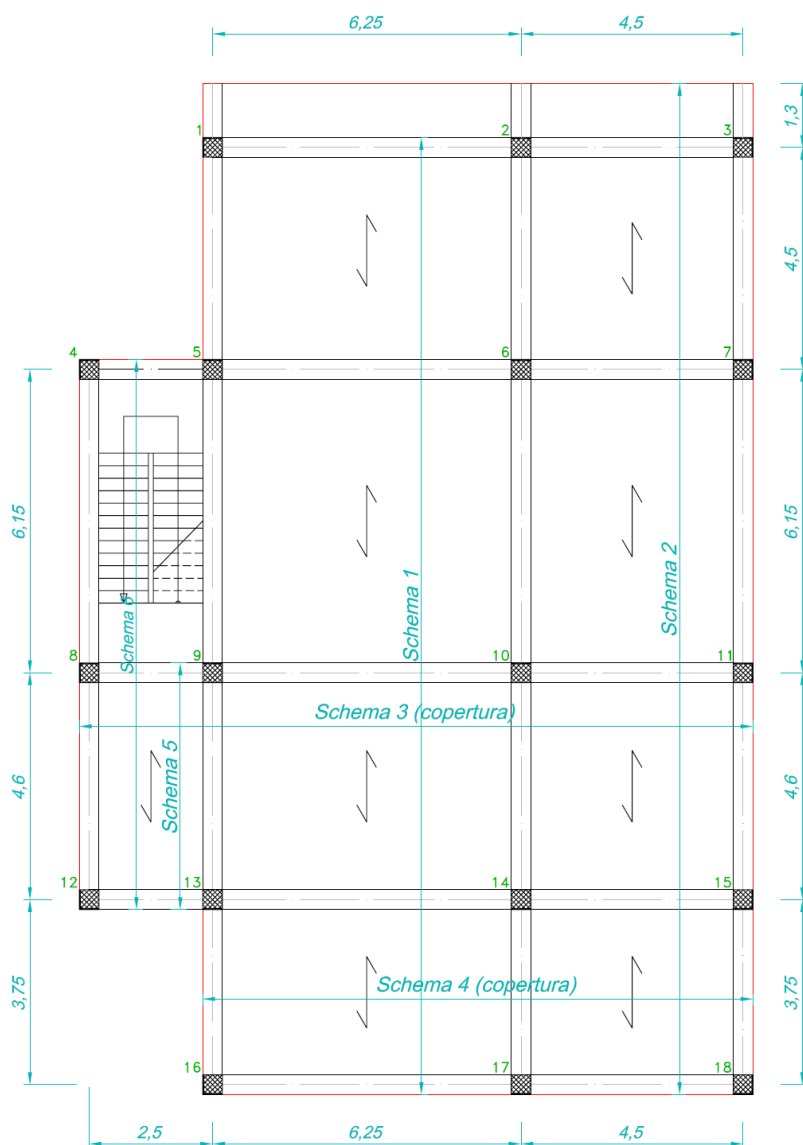


Fig. 2: Dimensioni, orditura travetti e schemi adottati

Essendo il fabbricato una villa a due piani con copertura a due falde si considerano i seguenti diversi schemi di solaio:

<i>Posizione</i>	<i>Schema considerato</i>	
Piano terra (Solaio A)	<u>Schema 1</u> : 4 campate con 5 appoggi <u>Schema 5</u> : Trave appoggiata	
Primo piano (Solaio B)	<u>Schema 2</u> : 4 campate con 5 appoggi + 1 sbalzo (balcone) <u>Schema 5</u> : Trave appoggiata	
Sottotetto (Solaio C)	<u>Schema 1</u> : 4 campate con 5 appoggi <u>Schema 6</u> : 2 campate con 3 appoggi	
Copertura (Solaio D)	<i>Sopra vano scala:</i> <u>Schema 3</u> : 3 campate con 4 appoggi	<i>Fuori vano scala:</i> <u>Schema 4</u> : 2 campate con 3 appoggi

Tipologia costruttiva e materiali adottati

La tipologia di solaio adottata è quella di solaio misto in cemento armato gettato in opera e blocchi di alleggerimento in laterizio (pignatte).

I principali requisiti fondamentali di un solaio sono quelli di garantire un'ottima resistenza meccanica, con una modesta deformabilità a fronte di un minimo spessore e un peso ridotto. Devono essere garantite inoltre buone proprietà isolanti, termiche e acustiche nonché un'ottima resistenza al fuoco, il tutto ottimizzando i tempi e i costi di realizzazione.

Predimensionamento

Dato lo schema indicato in Fig. 1, si procede con il predimensionamento della sezione del solaio (il cui schema tipo è indicato in Fig.2) considerando la luce più grande.

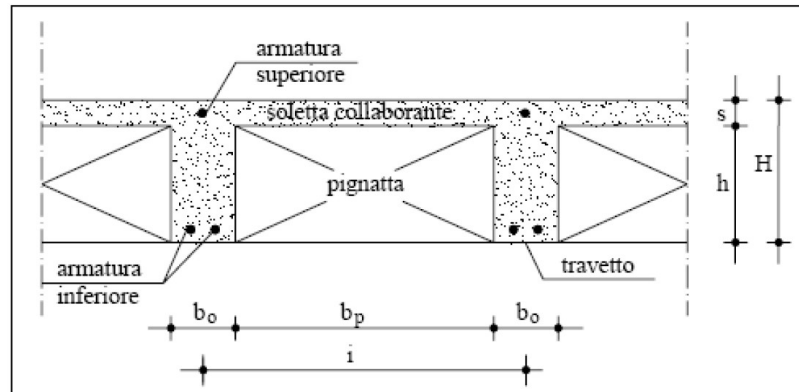


Fig. 3: Sezione indicativa di tratto di solaio

Il D.M. 14-9-2005 (al punto 5.1.9.1.1) e l' EC2 forniscono comode relazioni empiriche per una stima delle dimensioni (e quindi del peso, utile successivamente per l'analisi dei carichi):

Altezza solaio interno	$H_{min} = \min(15\text{cm}; L_{max}/26)$	$L_{max} = 6,15\text{ m}$ $H = L/26 = 23,65\text{ cm}$ $H_{ad1} = 24\text{ cm}$
Altezza solaio balcone	$H_{min} = \min(H_{ad1} - 4; 16\text{ cm})$	$H_{ad2} = 20\text{ cm}$, inferiore per considerare l'impermeabilizzazione.
Altezza soletta	$s \geq 40\text{ mm}$	Si è scelto il valore usuale di $s = 4\text{ cm}$
Interasse travetto	$i \leq 15 \cdot s$	$i_{max} = 60\text{ cm}$ $i_{ad} = 52\text{ cm}$, valore usuale
Larghezza travetto	$b_0 = \min(\frac{1}{8}i, 8\text{ cm})$	$b_{min} = i / 8 = 6,5\text{ cm}$. Essendo $L_{max} > 6\text{ m}$, per contenere eccessive sollecitazioni di taglio si è optato per un valore cautelativo di $b_0 = 12\text{ cm}$.
Dimensioni pignatta	$h_p \geq 120\text{ mm}$ $b_p \leq 520\text{ mm}$	$h_{p1} = 20\text{ cm}$ $b_p = 40\text{ cm}$ $h_{p2} = 16\text{ cm}$ (balcone)

Analisi dei carichi

Dopo il predimensionamento è necessario determinare l'entità dei carichi che gravano sul solaio, distinguibili in:

- **Permanenti:** peso del solaio, dei materiali di finitura, dei tramezzi e di eventuali altri elementi gravanti su di esso in maniera permanente (ex. parapetti)
- **Variabili:** dipendono dalla destinazione d'uso dell'edificio e del solaio stesso

Carichi permanenti

Considerando una sezione di 1 m² di solaio, sono stati calcolati i pesi degli elementi strutturali, considerando per i pesi dei materiali i valori indicati dal D.M. 15-9-2005 e dalla Circolare n.156:

SOLAIO PIANO TERRA E PRIMO PIANO

Materiale	h(m)	L(m)	P(KN/m ³)	P (KN/mq)
Travetto (cemento armato)	0,200	0,240	25,000	1,200
Soletta (cemento armato)	0,040	1,000	25,000	1,000
Pignatte (laterizio)	0,200	0,760	5,500	0,836
Pavimento (marmo s = 3cm)	0,030			0,800
Intonaco	0,015			0,300
Massetto (malta bastarda)	0,040	1,000	19,000	0,760
TOTALE				4,896

Tabella 2: Carichi permanenti solaio A e B interno

BALCONI

Peso proprio					
Materiale	h(m)	L(m)	P(KN/m ³)	P (KN/mq)	
Travetto (cemento armato)	0,160	0,240	25,000	0,960	
Soletta (cemento armato)	0,040	1,000	25,000	1,000	
Pignatte (laterizio)	0,160	0,760	5,500	0,669	
Pavimento (ceramica)				0,300	
Intonaco	0,015			0,300	
Impermeabilizzazione				0,300	
Massetto (malta bastarda)	0,040	1,000	19,000	0,760	
TOTALE				4,289	
Parapetto					
Costituenti	Cm ³	numero/m	Volume (m ³)	P(KN/mc)	Peso al metro KN/m
Barra	158,400	9,000	0,001425600	78,500	
Piattini	240,000	1,000	0,000240000	78,500	
TOTALE			0,001665600		0,131

Tabella 3: Carichi permanenti del balcone

Come parapetto per i balconi si è optato per un ringhierino metallico costituito da 9 barre quadre 12x12 al metro, con base e passamano di due piattini sottili, il tutto in acciaio.

SOTTOTETTO

Materiale	h(m)	L(m)	P(KN/m ³)	P(KN/mq)
Travetto (cemento armato)	0,200	0,240	25,000	1,200
Soletta (cemento armato)	0,040	1,000	25,000	1,000
Pignatte (laterizio)	0,200	0,760	5,500	0,836
Intonaco	0,015			0,300
Massetto (malta bastarda)	0,040	1,000	19,000	0,760
TOTALE				4,096

Tabella 4: Carichi permanenti solaio sottotetto

COPERTURA

Materiale	h(m)	L(m)	P(KN/m ³)	P(KN/mq)
Travetto (cemento armato)	0,200	0,240	25,000	1,200
Soletta (cemento armato)	0,040	1,000	25,000	1,000
Pignatte (laterizio)	0,200	0,760	5,500	0,836
Tegole maritate (embrici e coppi)				0,600
Intonaco	0,015			0,300
Impermeabilizzazione				0,300
TOTALE				4,236

Tabella 5: Carichi permanenti solaio tetto

Sovraccarichi variabili

Incidenza dei tramezzi:

Dalla Circolare n. 156 si specifica che il carico costituito da tramezzi di peso minore di 1.5 KN/mq potrà essere ragguagliato ad un carico uniformemente distribuito sul solaio pari a 1,5 volte il peso complessivo della tramezzatura se vengono adottate le misure costruttive per consentire un'adeguata distribuzione del carico (come in questo caso).

Per i solai di interpiano si sono considerate tramezzature in muratura di mattoni forati 11,00 KN/m³ da 8 cm. Considerando piani alti 3 m, le mura saranno alte H = 2,7 m, quindi:

$$Q_k = (\text{Volume/m}) \times \text{peso} = (2,7 \times 0,08) \times 11 = 2,376 \text{ KN/m}$$

Secondo l'EC1, per elementi con peso compreso da 2 e 3 KN/m (per unità di superficie) si può adottare un carico variabile pari a $p_k = 1,2 \text{ KN/m}$.

Destinazione d'uso:

Dal D.M. 14-09-2005 - Punto 6.1.4 è possibile ricavare il valore del sovraccarico variabile dovuto al tipo di utilizzo della struttura.

Tabella 6.1.II – Valori dei sovraccarichi d'esercizio per le diverse categorie di edifici.

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
1	Ambienti non suscettibili di affollamento (locali abitazione e relativi servizi, alberghi, uffici non aperti al pubblico) e relativi terrazzi e coperture a livello praticabili.	2,00	2,00	1,00
2	Ambienti suscettibili di affollamento (ristoranti, caffè, banche, ospedali, uffici aperti al pubblico) e relativi terrazzi e coperture a livello praticabili.	3,00	2,00	1,00
3	Ambienti suscettibili di grande affollamento (sale convegni, cinema, teatri, chiese, negozi, tribune con posti fissi) e relativi terrazzi e coperture a livello praticabili.	4,00	4,00	2,00
4	Sale da ballo, palestre, tribune libere, aree di vendita con esposizione diffusa (mercati, grandi magazzini, librerie, ecc.) e relativi terrazzi e coperture a livello praticabili.	5,00	5,00	2,00
5	Balconi, ballatoi e scale comuni (e, necessario valutare situazioni specifiche).	4,00	3,00	2,00
6	Sottotetti accessibili (per sola manutenzione).	1,00	2,00	1,00
7	Coperture non accessibili.	1,00	2,00	1,00
	Coperture speciali (impianti, eliporti, altri): da valutarsi caso per caso.	-	-	-
8	Rimesse e parcheggi per autovetture di peso a pieno carico fino a 30 kN.	2,50	2 x 10,00	1,00
	Rimesse e parcheggi per transito di automezzi di peso superiore a 30 kN; da valutarsi caso per caso	-	-	-
9	Archivi, biblioteche, magazzini, depositi, laboratori, officine e simili; da valutarsi caso per caso ma comunque:	≥ 6,00	6,00	1,00

Fig. 4: Tabella dei sovraccarichi d'esercizio

Considerando il fabbricato di civile abitazione, si avrà:

Tipo di solaio	Categoria ambiente (vedi fig. 3)	Sovraccarico
Interpiano	1	$q_k = 2 \text{ KN/mq}$
Balconi	5	$q_k = 4 \text{ KN/mq}$
Copertura	7 (non praticabile)	$q_k = 1 \text{ KN/mq}$
Sottotetto	6 (sola manutenzione)	$q_k = 1 \text{ KN/mq}$

Azioni naturali

- **Carico neve:** (da considerare nel caso di copertura o di terrazza)

$$q_s = \mu \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t \quad \text{con:}$$

q_{sk} = carico neve al suolo pari a 1,15 KN/m² (località: Santa Marinella (RM), Zona 2, Altitudine 15 m); considerando un tempo di ritorno pari a $T_r = 500$ anni, si adotta il valore pari a $q_{ref}(T_r) = \alpha_{Rn} \cdot q_{sk}$ con $\alpha_{Rn} = 0,273 \cdot \{1 - 0,5 \cdot \ln[-\ln(1 - 1/T_r)]\}$, quindi $\alpha_{rn} = 1,12$ e $q_{ref} = 1,29$ KN/mq

C_e : coefficiente di esposizione, classificata come “normale”, quindi $C_e = 1$

C_t : coefficiente termico, $C_t = 1$

μ : coefficiente di forma per le coperture:

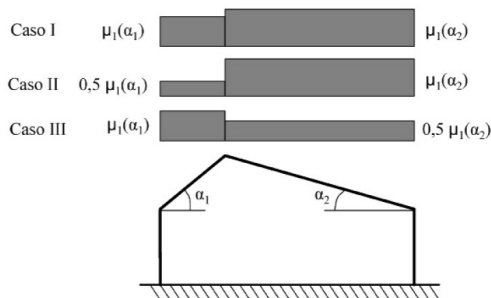


Fig. 5: Condizioni di carico per coperture a due falde

Va considerata la condizione di carico più gravosa.

Angoli delle falde:

$$\alpha_1 = 15^\circ$$

$$\alpha_2 = 27^\circ$$

Si adotta il primo caso e si ha

$$\mu = 0,8.$$

Carico neve orizzontale: $q_s = 1,032$ KN/mq

- **Azione del vento:**

Pressione del vento: $w_e = c_{pe} \cdot c_d \cdot q$ con:

$$q(z) = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_p(T_r)^2 \quad \text{pressione cinetica di picco con densità dell'aria} = 1,25 \text{ Kg/m}^3 \text{ e:}$$

$v_p(z) = c_{ev}(z) \cdot v_R(T_r)$ **velocità di picco del vento** con $v_R(T_R) = \alpha_R(T_R) \cdot v_{ref}$; dato $T_r = 50$ anni, $\alpha_r = 1$; la velocità di riferimento è $v_{ref} = 27$ m/s (Santa Marinella (RM), Lazio => Zona 2 con $a_0 = 500$ m e $k_s = 0,02$); il **coefficiente di esposizione per le velocità** dipende dalla categoria di esposizione del sito: la classe di rugosità è la B (aree urbane) e la categoria di esposizione è la III, quindi si ha $k_r = 0,2$, $z_0 = 0,1$ e $z_{min} = 5$ m; essendo $z > z_{min}$, si ha $c_{ev}(z) = k_r \cdot \sqrt{c_t \cdot \ln(z/z_0) \cdot [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)]}$; data l'altezza z dell'edificio pari a 8,33 m ed il **coefficiente di topografia** $C_t = 1$ si ottiene $c_{ev} = 1,42$, quindi $V_r = 38,38$ m/s e $q = 920,64$ N/m².

C_d è il **coefficiente dinamico**; data la larghezza massima dell'edificio pari a 19 m, considerando l'edificio in c.a., dalla tabella 3.3.13.a di normativa si ha $C_d = 0,95$.

C_{pe} è il **coefficiente di pressione esterna** pari a :

- $C_{pe} = 0,8$ per elementi sopravvento verticali
- $C_{pe} = -0,4$ per elementi sottovento

considerando la costruzione stagna le pressioni esterne finali sono pari a:

$$w_e = 699 \text{ N/m}^2 = 0,699 \text{ KN/m}^2$$

$$w_i = -349,84 \text{ N/m}^2 = -0,35 \text{ KN/m}^2$$

Si può ritenere questo valore trascurabile.

Combinazioni di carico

Si esegue il dimensionamento allo stato limite ultimo. Secondo le indicazioni dell'EC2:

Stati Limite Ultimi <i>EC2 – punto 2.3.3</i>		
	Se a favore di sicurezza	Se il contributo aumenta la sicurezza
γ_g	1.4	1.0
γ_q	1.5	0
ψ_{oi}	Carichi Variabili abitazioni	0.7
	Uffici, negozi, scuole	0.7
	Autorimesse	0.7
	Carichi neve, vento	0.7

Fig. 4: Coefficienti di sicurezza e combinazione dei carichi

Il carico di calcolo totale si ottiene dalla relazione $F_d = \gamma_g \cdot G_k + \gamma_q \cdot [Q_{ik} + \sum_{i=1}^n \psi_i Q_{ik}]$

Riassunto carichi di progetto calcolati

Ambiente	Permanenti Caratteristici (KN/mq)	Variabili Caratteristici (KN/mq)	Permanenti di calcolo KN/mq	Variabili di calcolo	TOTALE KN/mq
Solaio di civile abitazione	4,8960	2 Folla	4,896*1,4	(2+0,7*1,2)*1,5 4,26	11,114
		1,2 Tramezzi	6,85	(0,7*2+1,2)*1,5 3,9	
Balconi	4,289	4,000 Folla	4,29*1,4 6,004	(4+0,7*1,03)*1,5 7,083	13,087
	0,131 Parapetto acc. (KN/ml)	1,031 Neve	0,13*1,4 Carico in punta	(0,7*4+1,03)*1,5 5,747	5,930
Copertura tetto	4,236	1,000 Sovr. variabile	4,236*1,4	(1+0,7*1,03)*1,5 2,583	8,513
		1,031 Neve	5,930	(0,7*1+1,03)*1,5 2,597	8,528
Solaio sottotetto	4,096	1 Sovr. variabile	4,096*1,4 5,73	1*1,5 1,5	7,234

Calcolo delle sollecitazioni

Modello di trave continua

Si considera una fascia di solaio larga 1 m sulla quale agiscono i carichi distribuiti lineari precedentemente calcolati. Le luci delle singole campate vengono assunte pari alla distanza tra gli interassi delle travi.

Scelta dei vincoli

Si opta in prima analisi con l'assunzione della "trave ad appoggi fissi" (dovuta al comportamento monodimensionale), ponendo l'attenzione a non considerare eccessivi gradi di iperstaticità. Poichè i solai hanno le nervature disposte nella stessa direzione, si può assumere un vincolo di continuità in corrispondenza dell'appoggio, mentre si considera una cerniera laddove la struttura portante non è in grado di contrastare la libera rotazione della sezione del solaio (come nei nodi di estremità). Tuttavia la trave è dotata di una propria rigidità torsionale che si oppone in parte alla rotazione del solaio provocando la nascita di un momento torcente. Si aggiunge quindi fuori calcolo un momento negativo negli appoggi di estremità, calcolabile considerando la campata come una trave incastrata e caricata con la metà del carico complessivo:

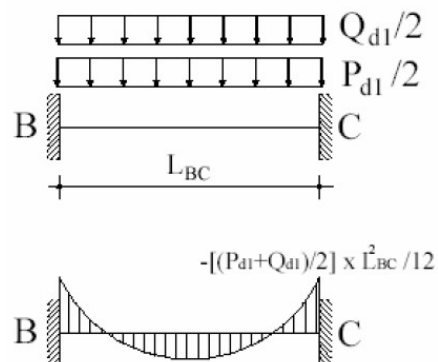


Fig. 5: Schema iperstatico per il momento fuori calcolo

Inoltre va considerato che - soprattutto in mezzeria - l'appoggio non è fisso ma "elastico" (a causa dell'inflessione della trave). Per evitare cedimenti differenziali tra vincoli e quindi una variazione del diagramma dei momenti si progettano le armature longitudinali inferiori per un valore non inferiore a $M \geq (P_d + Q_d) \frac{L^2}{16}$.

Combinazioni di carico

Per poter dimensionare le armature longitudinali dei travetti e le fasce piene del solaio è necessario calcolare i diagrammi delle sollecitazioni che devono rappresentare le condizioni di carico più gravose. A causa dell'iperstaticità dei modelli di calcolo, esisteranno più combinazioni dei carichi variabili agenti necessarie per massimizzare i momenti negli appoggi e nelle campate.

Denominazione carichi:

<i>Solaio interno</i>	<i>Balcone</i>
Permanenti	
$Pd_1 = G_k \cdot \gamma_g \quad [\gamma_g = 1,4]$	$Pdb_1 = G_{kb} \cdot \gamma_g \quad [\gamma_g = 1,4]$
Parapetto	
	$Fd_1 = f_k \cdot \gamma_g \quad [\gamma_g = 1,4]$
Variabili	
$Qd_i = Q_k \cdot \gamma_q \quad [\gamma_q = 1,5]$	$Qd_b = Q_{kb} \cdot \gamma_q \quad [\gamma_q = 1,5]$

Combinazioni dei carichi per ogni schema di solaio:

SCHEMA 1:

Caso 1: momento massimo nelle campate 1 e 3

Caso 2: momento massimo nelle campate 2 e 4

Caso 3: momento massimo nell'appoggio 1 (identico al caso 1)

Caso 4: momento massimo nell'appoggio 2

Caso 5: momento massimo nell'appoggio 3

Caso 6: momento massimo nell'appoggio 4

Caso 7: momento massimo nell'appoggio 5 (identico al caso 2)

SOLAIO PIANO TERRA

<i>Permanenti</i>			<i>Variabili</i>		
Pd1	4,8960x1,4	<u>6,85</u>	Qdi	<u>4,26</u>	

SOLAIO SOTTOTETTO

<i>Permanenti</i>			<i>Variabili</i>		
Pd1	4,0960x1,4	<u>5,73</u>	Qdi	<u>1,5</u>	

SCHEMA 2:

Caso 1: momento massimo nelle campate 1 e 3

Caso 2: momento massimo nelle campate 2 e 4

Caso 3: momento massimo nell'appoggio 1

Caso 4: momento massimo nell'appoggio 2

Caso 5: momento massimo nell'appoggio 3

Caso 6: momento massimo nell'appoggio 4

Caso 7: momento massimo nell'appoggio 5 (identico al caso 2)

SOLAIO PRIMO PIANO

<i>Permanenti</i>			<i>Variabili</i>		
Pd1	4,8960x1,4	<u>6,85</u>	Qdi	<u>4,26</u>	
Pdb1	4,289x1,4	<u>6</u>	Qdb	<u>7,08</u>	
Fd1	0,131x1,4	<u>0,18</u>			

SCHEMA 3:

<i>Permanenti</i>			<i>Variabili</i>		
Pd1	4,236x1,4	<u>5,93</u>	Qdi	<u>2,60</u>	

Caso 1: momento massimo negli appoggi 1 e 4 e nelle campate 1 e 3

Caso 2: momento massimo nella campata 2

Caso 3: momento massimo nell'appoggio 2

Caso 4: momento massimo nell'appoggio 3

SCHEMA 4:

<i>Permanenti</i>			<i>Variabili</i>		
Pd1	4,236x1,4	<u>5,93</u>	Qdi	<u>2,60</u>	

Caso 1: momento massimo nell'appoggio 1 e in campata 1

Caso 2: momento massimo nell'appoggio 3 e in campata 2

Caso 3: momento massimo nell'appoggio 2

SCHEMA 5:

Trave appoggiata

SOLAIO PIANO TERRA e PRIMO PIANO

<i>Permanenti</i>			<i>Variabili</i>		
Pd1	4,8960x1,4	<u>6,85</u>	Qdi	<u>4,26</u>	
Pd2	4,8960x0,9	<u>4,41</u>			

SOLAIO SOTTOTETTO

<i>Permanenti</i>			<i>Variabili</i>		
Pd1	4,0960x1,4	<u>5,73</u>	Qdi	<u>1,5</u>	
Pd2	4,0960x0,9	<u>3,69</u>			

SCHEMA 6:

SOLAIO SOTTOTETTO

<i>Permanenti</i>			<i>Variabili</i>		
Pd1	4,0960x1,4	<u>5,73</u>	Qdi	<u>1,5</u>	
Pd2	4,0960x0,9	<u>3,69</u>			

Caso 1: momento massimo nell'appoggio 1 e in campata 1

Caso 2: momento massimo nell'appoggio 3 e in campata 2

Caso 3: momento massimo nell'appoggio 2

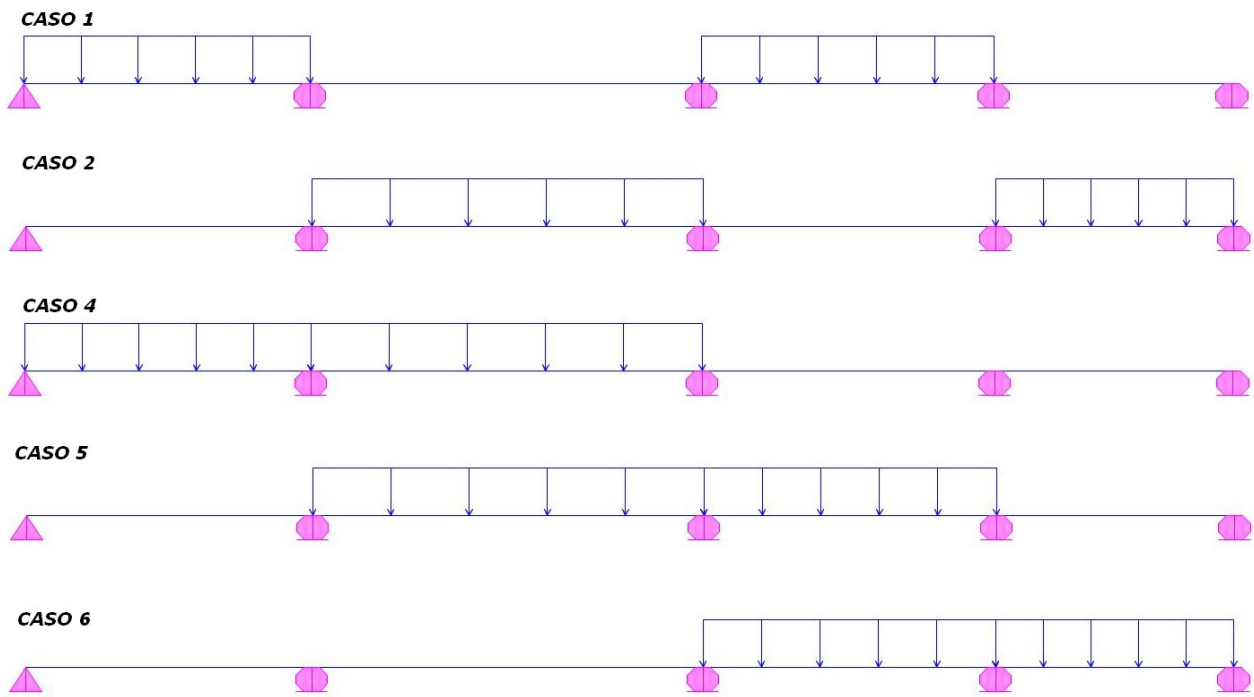


Fig. 6: Casi di carico: solaio SCHEMA 1

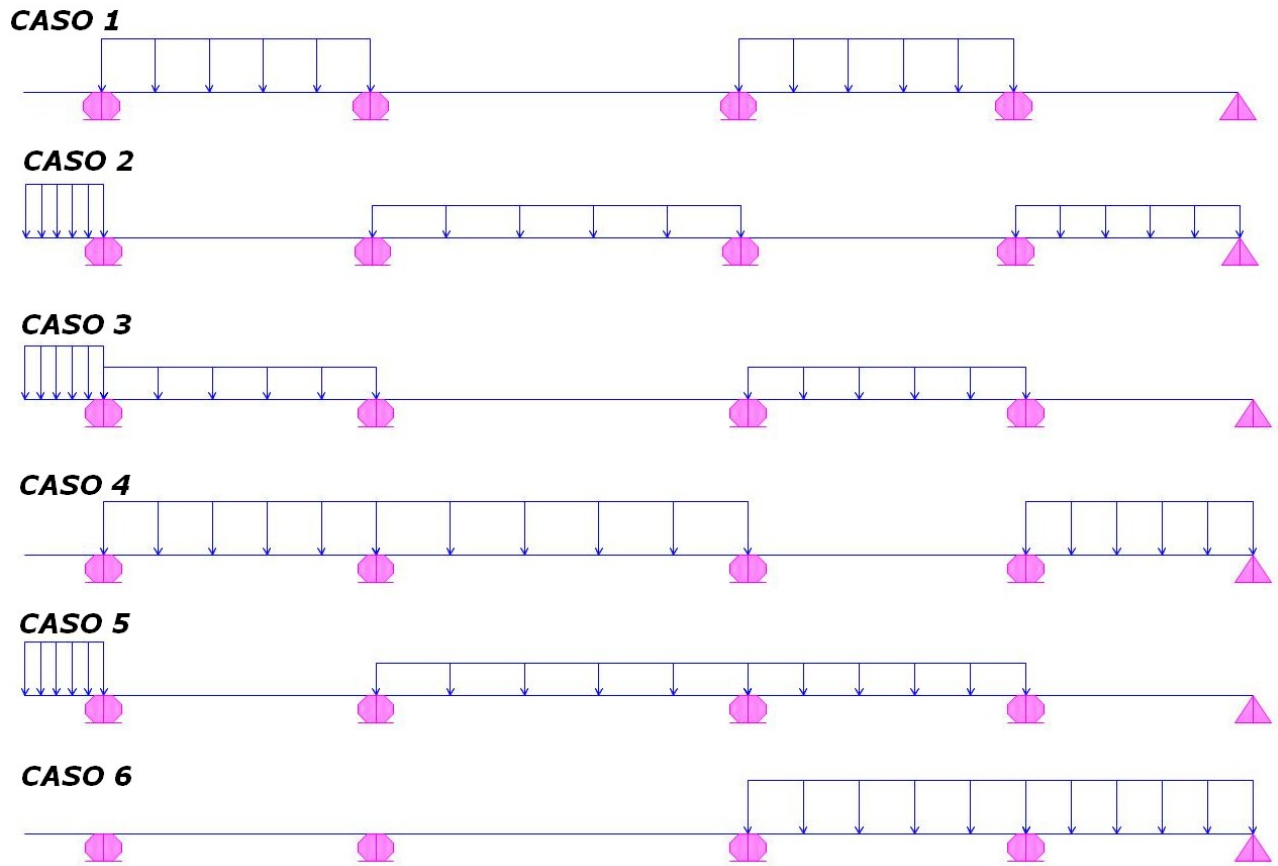


Fig. 7: Casi di carico: solaio SCHEMA 2

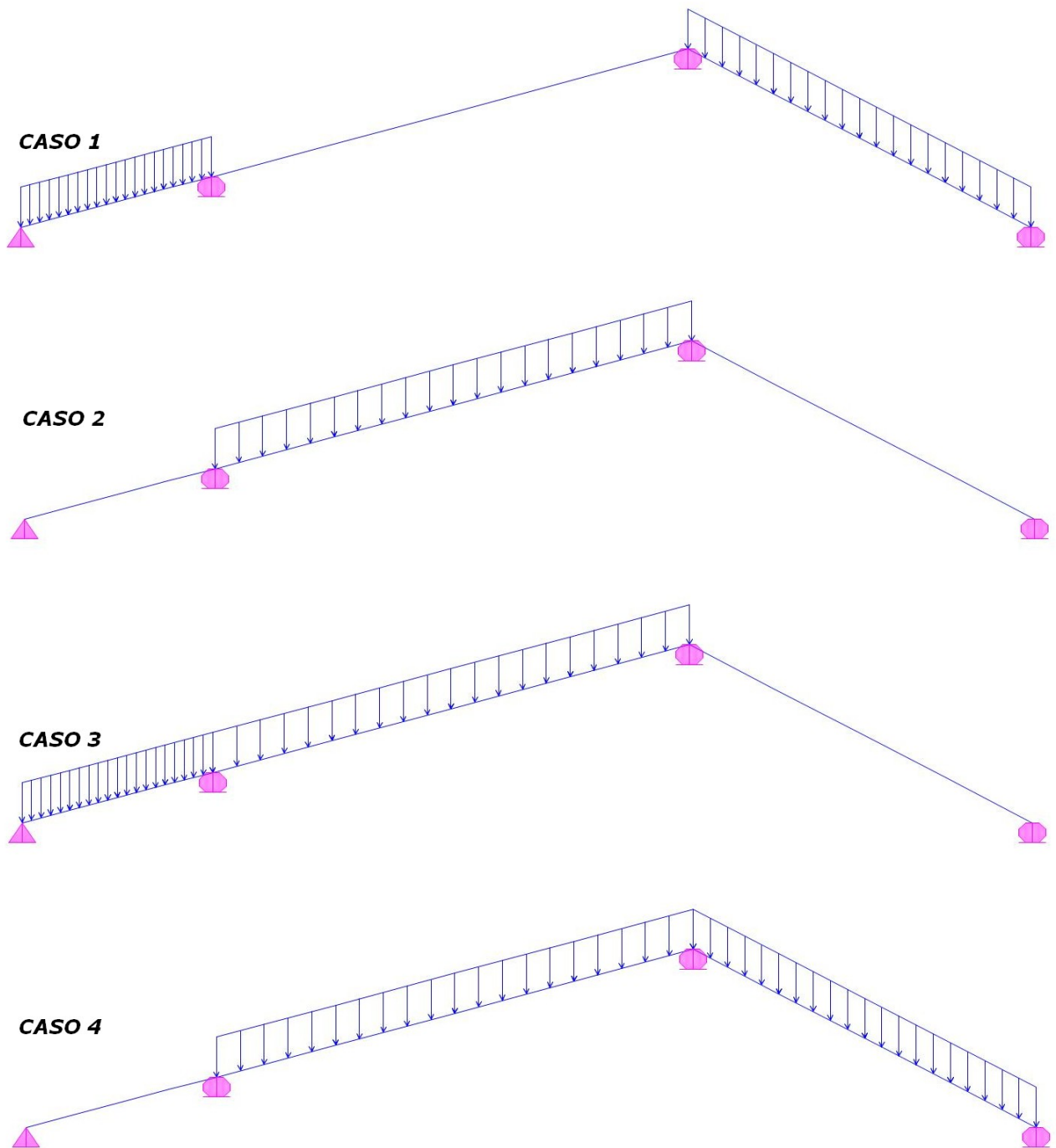


Fig. 8: Casi di carico: solaio SCHEMA 3

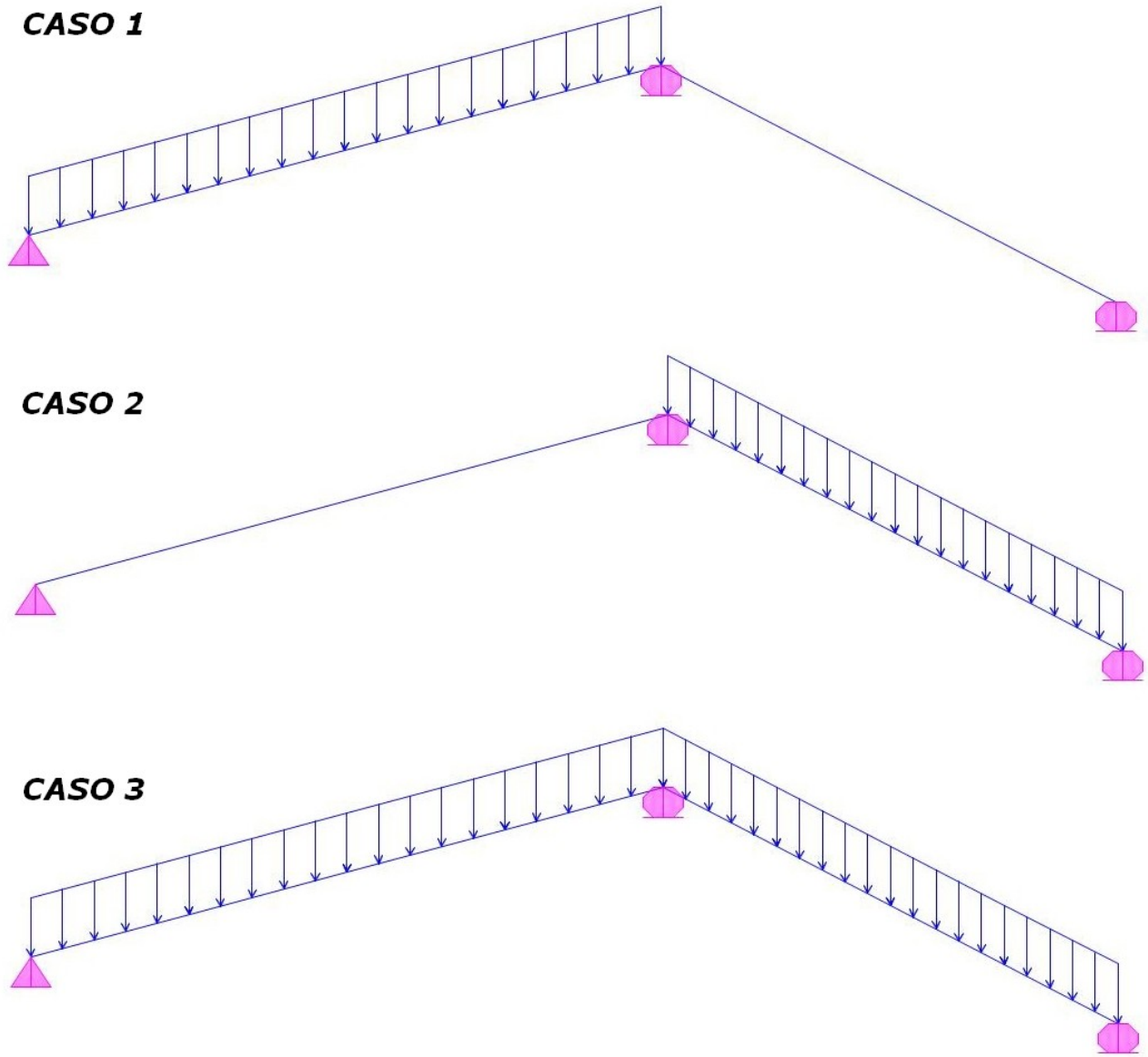


Fig. 9: Casi di carico: solaio SCHEMA 4

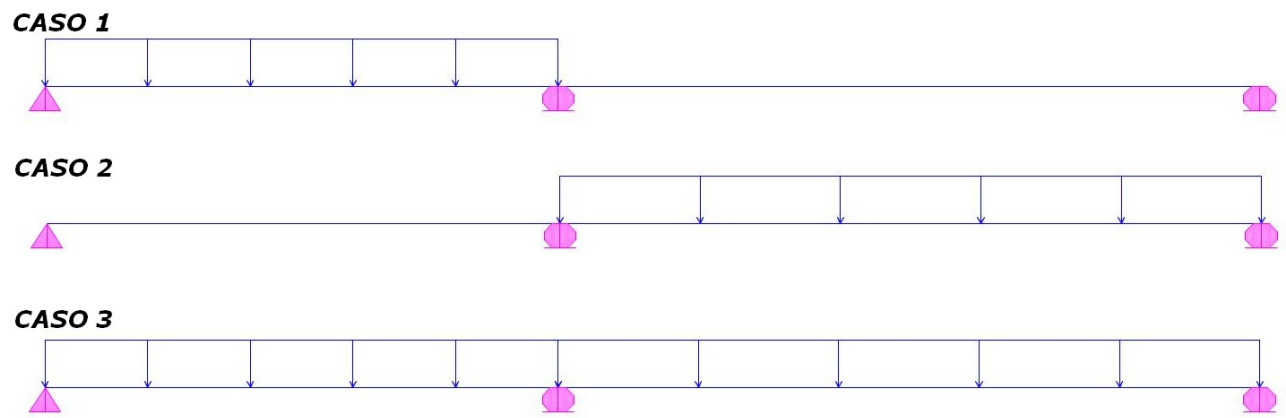


Fig. 10: Casi di carico: solaio SCHEMA 6

Diagrammi di involucro

Per ogni solaio, a seconda dello schema di calcolo utilizzato, si sono ricavate le seguenti sollecitazioni tramite involucro (si omette la rappresentazione grafica della trave appoggiata):

Solaio A - Piano terra:

DIAGRAMMA MOMENTO

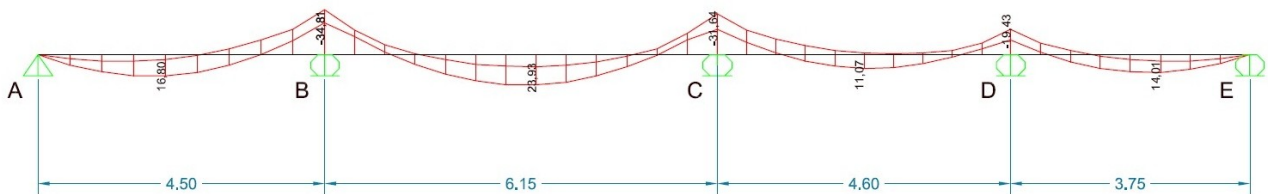


DIAGRAMMA TAGLIO

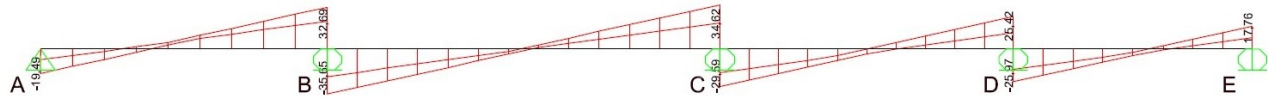


Fig. 11: Diagrammi solaio A - Schema 1

Solaio B - Primo piano:

DIAGRAMMA MOMENTO

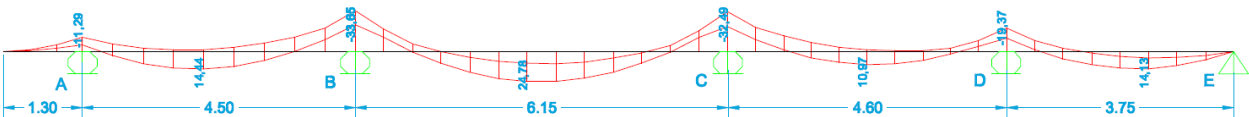


DIAGRAMMA TAGLIO

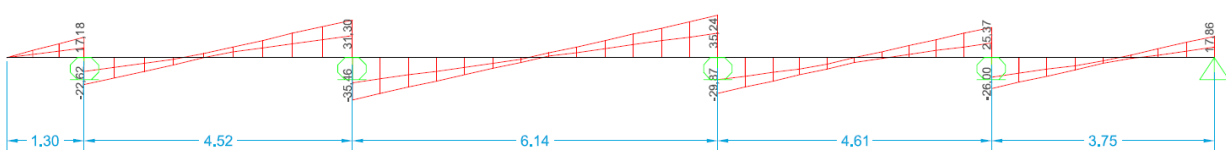


Fig. 12: Diagrammi solaio B - Schema 2

Solaio C - Interpiano:

DIAGRAMMA MOMENTO

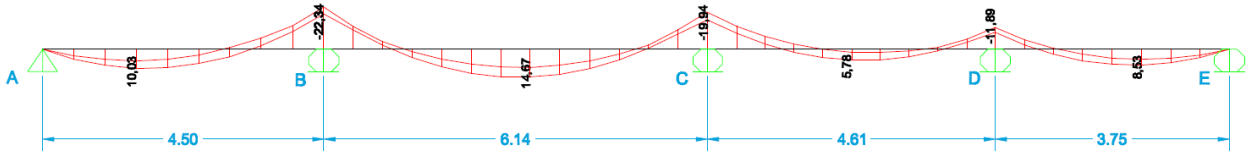


DIAGRAMMA TAGLIO

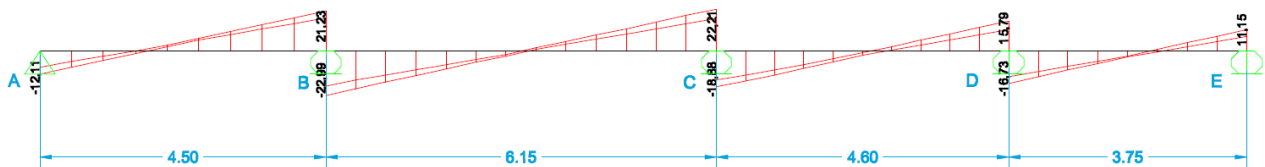


Fig. 13: Diagrammi solaio C - Schema 1

DIAGRAMMA MOMENTO

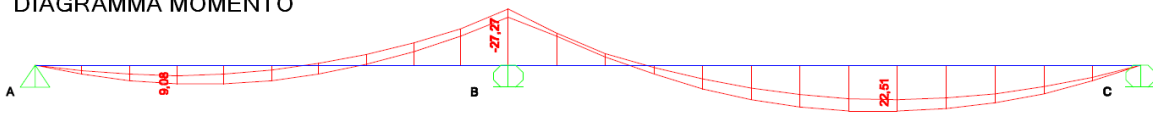


DIAGRAMMA TAGLIO

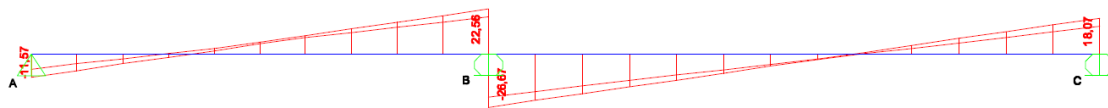


Fig. 14: Diagrammi solaio C - Schema 6

Solaio D - Copertura:

DIAGRAMMA MOMENTO

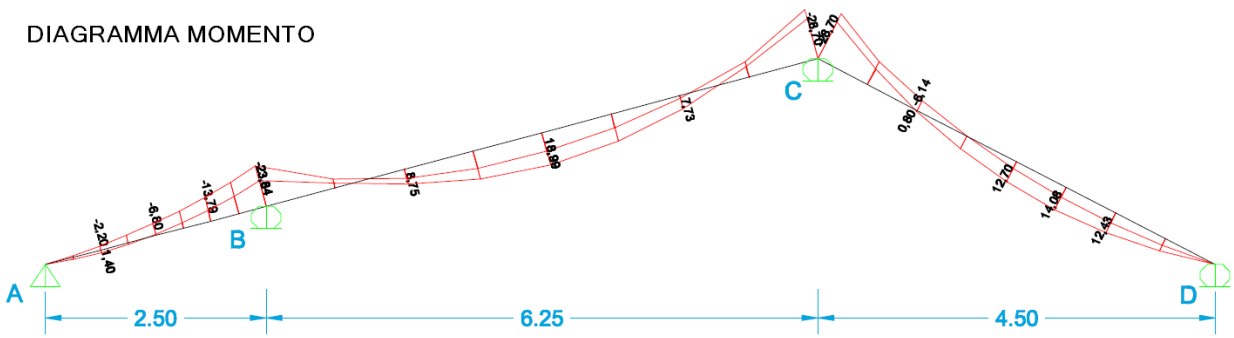


DIAGRAMMA TAGLIO

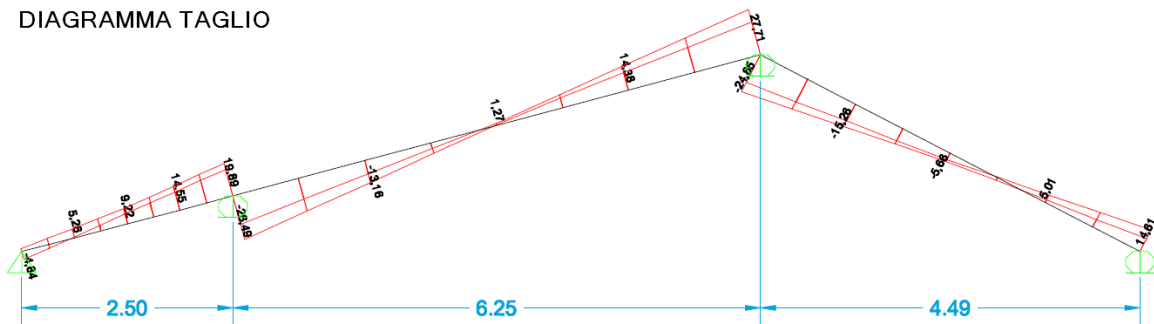


Fig. 15: Diagrammi solaio D - Schema 3

DIAGRAMMA MOMENTO

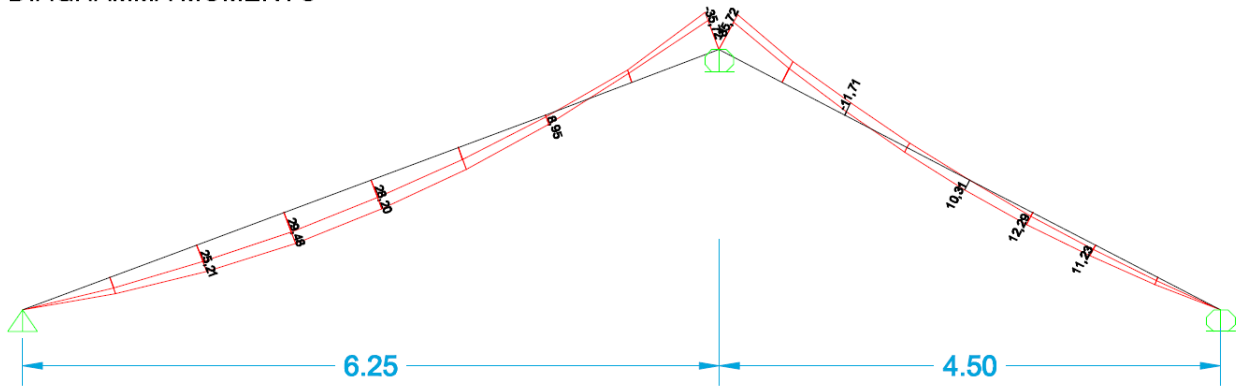


DIAGRAMMA TAGLIO

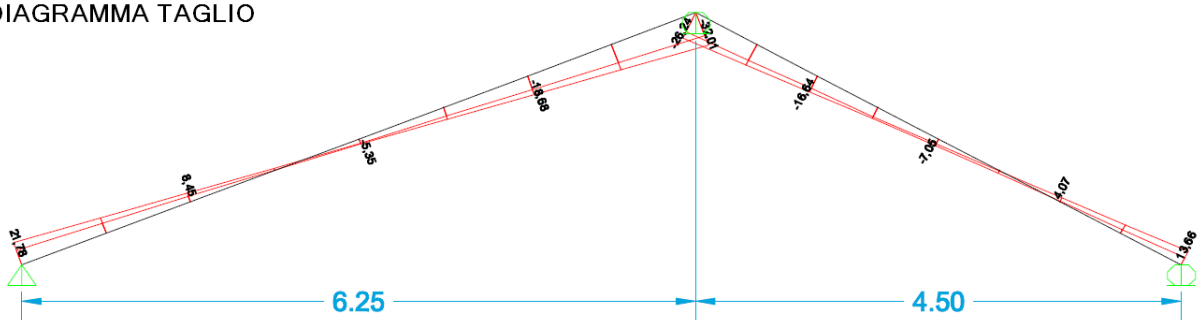


Fig. 16: Diagrammi solaio D - Schema 4

Dimensionamento armature

Momenti fuori calcolo

Prima di procedere al dimensionamento delle armature longitudinali è necessario operare una correzione del diagramma dei momenti, aggiungendo negli appoggi di estremità (cerniere) il momento negativo fuori calcolo aggiunto precedentemente descritto. L'entità del momento e la lunghezza di azione sono state determinate analiticamente e graficamente tramite SAP2000:

Schema 1:

Solaio A - Piano terra:

- *Campata AB:*
L = 4,5 m
Pd = 11,114 / 2 = 5,56 KN/m
M_{fc} = 18,92 KNm per una lunghezza di **95 cm** dall'appoggio
- *Campata DE:*
L = 3,75 m
Pd = 11,114 / 2 = 5,56 KN/m
M_{fc} = 13,14 KNm per una lunghezza di **82 cm** dall'appoggio

Solaio C - Sottotetto:

- *Campata AB:*
L = 4,5 m
Pd = 7,234 / 2 = 3,62 KN/m
M_{fc} = 15,65 KNm per una lunghezza di **95 cm** dall'appoggio
- *Campata DE:*
L = 3,75 m
Pd = 7,234 / 2 = 3,62 KN/m
M_{fc} = 10,87 KNm per una lunghezza di **82 cm** dall'appoggio

Schema 2:

Solaio B - Primo piano:

- *Campata EF:*
L = 3,75 m
Pd = 11,114 / 2 = 5,56 KN/m
M_{fc} = 18,92 KNm per una lunghezza di **95 cm** dall'appoggio

Schema 3:

Solaio D - Copertura:

- *Campata AB:*
L = 2,58 m
Pd = 8,528 / 2 = 4,26 KN/m
M_{fc} = 5,34 KNm per una lunghezza di **56 cm** dall'appoggio
- *Campata CD:*
L = 5,08 m
Pd = 8,528 / 2 = 4,26 KN/m
M_{fc} = 9,07 KNm per una lunghezza di **108 cm** dall'appoggio

Schema 4:

Solaio D - Copertura:

- *Campata AB:*
L = 6,44 m
Pd = 8,528 / 2 = 4,26 KN/m
M_{fc} = 16,08 KNm per una lunghezza di **140 cm** dall'appoggio
- *Campata BC:*
L = 5,08 m
Pd = 8,528 / 2 = 4,26 KN/m
M_{fc} = 9,07 KNm per una lunghezza di **108 cm** dall'appoggio

Schema 5:

Solai A e B - Piano terra e primo piano:

- *Campata AB:*
L = 4,6 m
Pd = 11,114 / 2 = 5,56 KN/m
M_{fc} = 10,71 KNm per una lunghezza di **100 cm** dall'appoggio

Schema 6:

Solaio C - Sottotetto:

- *Campata AB:*
L = 4,6 m
Pd = 7,234 / 2 = 3,62 KN/m
M_{fc} = 7,29 KNm per una lunghezza di **98 cm** dall'appoggio
- *Campata CD:*
L = 6,15 m
Pd = 7,234 / 2 = 3,62 KN/m
M_{fc} = 13,02 KNm per una lunghezza di **132 cm** dall'appoggio

Armature longitudinali

Dalle prescrizioni precedentemente indicate si è proceduto con il dimensionamento delle armature dei travetti a seconda del tipo di solaio considerato:

Solaio A – Piano terra

Schema 1: 4 campate senza balcone

Sezione	Md [KNm]	Md [KNcm]	(PL ²)/16 [KNcm]	Md/(0,9 d Fyd) [cm ²]	Td/Fyd [cm ²]	0,07 H [cm ²]	Af min/2 [cm ²]	Φ	Aeffettiva [cm ²]	M. resist. [KN m]
AB	16,8	1680	1406,62	2,17	-	1,68	1,08	1 Φ 12	1,13	17,51
BC	23,98	2398	2627,25	3,39	-	1,68	1,7	1 Φ 12+1 Φ 10	1,92	29,75
CD	11,07	1107	1469,83	1,9	-	1,68	0,95	1 Φ 12	1,13	17,51
DE	14,01	1401	976,82	1,81	-	1,68	0,9	1 Φ 12	1,13	17,51
A sup	18,92	1892	-	2,44	-	-	1,22	1 Φ 12+1 Φ 10	1,92	29,75
A inf	-	-	-	-	0,5	1,68	0,84	1 Φ 12	1,13	-
Bsup	34,81	3481	-	4,49	-	-	2,25	2 Φ 12	2,26	35,02
B inf	-	-	-	-	0,91	1,68	0,84	1 Φ 12+1 Φ 10	1,92	-
C sup	31,64	3164	-	4,08	-	-	2,04	2 Φ 12	2,26	35,02
C inf	-	-	-	-	0,75	1,68	0,84	1 Φ 12	1,13	-
D sup	19,43	1943	-	2,51	-	-	1,25	1 Φ 10+1 Φ 12	1,94	30,06
D inf	-	-	-	-	0,66	1,68	0,84	1 Φ 12	1,13	-
E sup	13,14	1314	-	1,7	-	-	0,85	1 Φ 12	1,13	17,51
E inf	-	-	-	-	0,45	1,68	0,84	1 Φ 12	1,13	-

Schema 5: Trave appoggiata

Sezione	Md [KNm]	Md [KNcm]	(PL ²)/16 [KNcm]	Md/(0,9 d Fyd) [cm ²]	Td/Fyd [cm ²]	0,07 H [cm ²]	Af min/2 [cm ²]	Φ	Aeffettiva [cm ²]	M. resist. [KN m]
AB	30,74	3074	1469,83	3,97	-	1,68	1,98	2 Φ 12	2,26	35,02
A inf	-	-	-	-	0,68	1,68	0,84	1 Φ 12	1,13	-
A sup	10,71	1071	-	1,38	-	-	0,69	1 Φ 12	1,13	17,51
B inf	-	-	-	-	0,68	1,68	0,84	1 Φ 12	1,13	-
B sup	10,71	1071	-	1,38	-	-	0,69	1 Φ 12	1,13	17,51

Valori caratteristici:

Fyd	39,13	KN/cm ²
Ptot	11,114	

Momenti fuori calcolo

Tabella 6: Riepilogo armature longitudinali solaio A

Solaio B – Primo piano

Schema 2: 4 campate con balcone

Sezione	Md [KNm]	Md [KNcm]	(PL ²)/16 [KNcm]	Md/(0,9 d Fyd) [cm ²]	Td/Fyd [cm ²]	0,07 H [cm ²]	Af min/2 [cm ²]	Φ	Aeffettiva [cm ²]	M. resist. [KN m]
BC	14,44	1444	1406,62	1,86	-	1,68	0,93	1 Φ 12	1,13	17,51
CD	24,78	2478	2627,25	3,39	-	1,68	1,7	1 Φ 12+1 Φ 10	1,92	29,75
DE	10,97	1097	1469,83	1,9	-	1,68	0,95	1 Φ 12	1,13	17,51
EF	14,13	1413	976,82	1,82	-	1,68	0,91	1 Φ 12	1,13	17,51
Bsup	11,29	1129	-	1,46	-	-	0,73	1 Φ 12	1,13	17,51
B inf	-	-	-	-	0,58	1,68	0,84	1 Φ 12	1,13	-
C sup	33,65	3365	-	4,34	-	-	2,17	2 Φ 12	2,26	35,02
C inf	-	-	-	-	0,91	1,68	0,84	1 Φ 12	1,13	-
D sup	32,49	3249	-	4,19	-	-	2,1	2 Φ 12	2,26	35,02
D inf	-	-	-	-	0,9	1,68	0,84	1 Φ 12	1,13	-
E sup	10,24	1024	-	1,32	-	-	0,66	1 Φ 12+1 Φ 10	1,92	29,75
E inf	-	-	-	-	0,66	1,68	0,84	1 Φ 12	1,13	-
F sup	18,92	1892	-	2,44	-	-	1,22	1 Φ 12+1 Φ 10	1,92	29,75
F inf	-	-	-	-	0,46	1,68	0,84	1 Φ 12	1,13	-

Schema 5: Trave appoggiata

Sezione	Md [KNm]	Md [KNcm]	(PL ²)/16 [KNcm]	Md/(0,9 d Fyd) [cm ²]	Td/Fyd [cm ²]	0,07 H [cm ²]	Af min/2 [cm ²]	Φ	Aeffettiva [cm ²]	M. resist. [KN m]
AB	30,74	3074	1469,83	3,97	-	1,68	1,98	2 Φ 12	2,26	35,02
A inf	-	-	-	-	0,68	1,68	0,84	1 Φ 12	1,13	-
A sup	10,71	1071	-	1,38	-	-	0,69	1 Φ 12	1,13	17,51
B inf	-	-	-	-	0,68	1,68	0,84	1 Φ 12	1,13	-
B sup	10,71	1071	-	1,38	-	-	0,69	1 Φ 12	1,13	17,51

Valori caratteristici:

Fyd	39,13	KN/cm ²
Ptot	11,114	

Momenti fuori calcolo

Tabella 7: Riepilogo armature longitudinali solaio B

Solaio C – Sottotetto

Schema 1: 4 campate senza balcone

Sezione	Md [KNm]	Md [KNcm]	(PL ²)/16 [KNcm]	Md/(0,9 d Fyd) [cm ²]	Td/Fyd [cm ²]	0,07 H [cm ²]	Af min/2 [cm ²]	Φ	Aeffettiva [cm ²]	M. resist. [KN m]
AB	10,03	1003	915,55	1,29	-	1,68	0,84	1 Φ 12	1,13	17,51
BC	14,67	1467	1710,05	2,21	-	1,68	1,1	1 Φ 12	1,13	17,51
CD	5,78	578	956,7	1,23	-	1,68	0,84	1 Φ 12	1,13	17,51
DE	8,53	853	635,8	1,1	-	1,68	0,84	1 Φ 12	1,13	17,51
A sup	15,65	1565	-	2,02	-	-	1,01	1 Φ 12	1,13	17,51
A inf	-	-	-	-	0,31	1,68	0,84	1 Φ 12	1,13	-
B sup	22,34	2234	-	2,88	-	-	1,44	1 Φ 12+1 Φ 10	1,92	29,75
B inf	-	-	-	-	0,59	1,68	0,84	1 Φ 12	1,13	-
C sup	19,94	1994	-	2,57	-	-	1,29	1 Φ 12+1 Φ 10	1,92	29,75
C inf	-	-	-	-	0,57	1,68	0,84	1 Φ 12	1,13	-
D sup	11,89	1189	-	1,53	-	-	0,77	1 Φ 12	1,13	17,51
D inf	-	-	-	-	0,43	1,68	0,84	1 Φ 12	1,13	-
E sup	10,87	1087	-	1,4	-	-	0,7	1 Φ 12	1,13	17,51
E inf	-	-	-	-	0,28	1,68	0,84	1 Φ 12	1,13	-

Schema 6: 2 campate

Sezione	Md [KNm]	Md [KNcm]	(PL ²)/16 [KNcm]	Md/(0,9 d Fyd) [cm ²]	Td/Fyd [cm ²]	0,07 H [cm ²]	Af min/2 [cm ²]	Φ	Aeffettiva [cm ²]	M. resist. [KN m]
AB	9,08	908	956,7	1,17	-	1,68	0,84	1 Φ 12	1,13	17,51
BC	22,51	2251	1710,05	2,91	-	1,68	1,45	1 Φ 12+1 Φ 10	1,92	29,75
A sup	7,29	729	-	0,94	-	-	0,47	1 Φ 12	1,13	17,51
A inf	-	-	-	-	0,30	1,68	0,84	1 Φ 12	1,13	-
B sup	27,27	2727	-	3,52	-	-	1,76	1 Φ 12+1 Φ 10	1,92	29,75
B inf	-	-	-	-	0,68	1,68	0,84	1 Φ 12	1,13	-
C sup	13,02	1302	-	1,68	-	-	0,84	1 Φ 12	1,13	17,51
C inf	-	-	-	-	0,46	1,68	0,84	1 Φ 12	1,13	-

Valori caratteristici:

Fyd	39,13	KN/cm ²
Ptot	7,234	

Momenti fuori calcolo

Tabella 8: Riepilogo armature longitudinali solaio C

Solaio D – Copertura

Schema 3: 3 campate

Sezione	Md [KNm]	Md [KNcm]	(PL ²)/16 [KNcm]	Md/(0,9 d Fyd) [cm ²]	Td/Fyd [cm ²]	0,07 H [cm ²]	Af min/2 [cm ²]	Φ	Aeffettiva [cm ²]	M. resist. [KN m]
AB	1,4	140	322,13	0,42	-	1,68	0,84	1 Φ 12	1,13	17,51
BC	12,3	1230	2013,32	2,6	-	1,68	1,3	1 Φ 12+1 Φ 10	1,92	29,75
CD	14,08	1408	960,6	1,82	-	1,68	0,91	1 Φ 12	1,13	17,51
A sup	5,34	534	-	0,69	-	-	0,34	1 Φ 12	1,13	17,51
A inf	-	-	-	-	0,12	1,68	0,84	1 Φ 12	1,13	-
B sup	23,84	2384	-	3,08	-	-	1,54	1 Φ 12+1 Φ 10	1,92	29,75
B inf	-	-	-	-	0,68	1,68	0,84	1 Φ 12	1,13	-
C sup	28,7	2870	-	3,7	-	-	1,85	1 Φ 12+1 Φ 10	1,92	29,75
C inf	-	-	-	-	0,71	1,68	0,84	1 Φ 12	1,13	-
D sup	9,07	907	-	1,17	-	-	0,59	1 Φ 12	1,13	17,51
D inf	-	-	-	-	0,37	1,68	0,84	1 Φ 12	1,13	-

Schema 4: 2 campate

Sezione	Md [KNm]	Md [KNcm]	(PL ²)/16 [KNcm]	Md/(0,9 d Fyd) [cm ²]	Td/Fyd [cm ²]	0,07 H [cm ²]	Af min/2 [cm ²]	Φ	Aeffettiva [cm ²]	M. resist. [KN m]
AB	29,48	2948	2160,89	3,8	-	1,68	1,9	1 Φ 12+1 Φ 10	1,92	29,75
BC	12,3	1230	1324,86	1,71	-	1,68	0,85	1 Φ 12+1 Φ 10	1,92	29,75
A sup	16,08	1608	-	2,08	-	-	1,04	1 Φ 12	1,13	17,51
A inf	-	-	-	-	0,56	1,68	0,84	1 Φ 12	1,13	-
B sup	35,72	3572	-	4,61	-	-	2,31	2 Φ 12 + 1 Φ 10	3,05	47,26
B inf	-	-	-	-	0,82	1,68	0,84	1 Φ 12	1,13	-
C sup	9,07	907	-	1,17	-	-	0,59	1 Φ 12	1,13	17,51
C inf	-	-	-	-	0,35	1,68	0,84	1 Φ 12	1,13	-

Valori caratteristici:

Fyd	39,13	KN/cm ²
Ptot	8,528	

Momenti fuori calcolo

Tabella 9: Riepilogo armature longitudinali solaio D

Momenti resistenti

Solaio A (Piano terra)

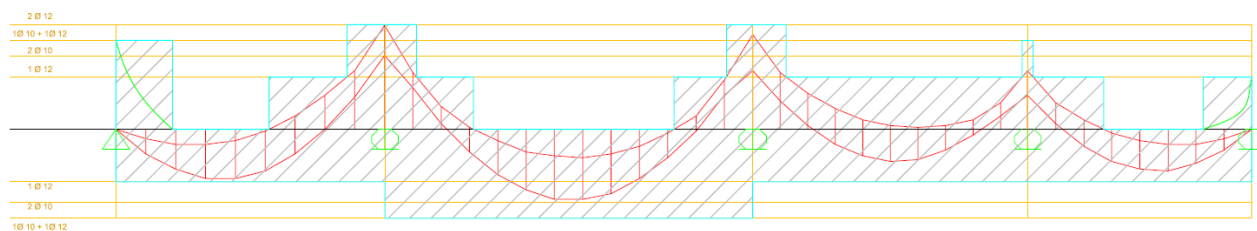


Fig. 17: Momenti resistenti armature - Schema 1 - Solaio A, piano terra

Solaio B (Primo piano)

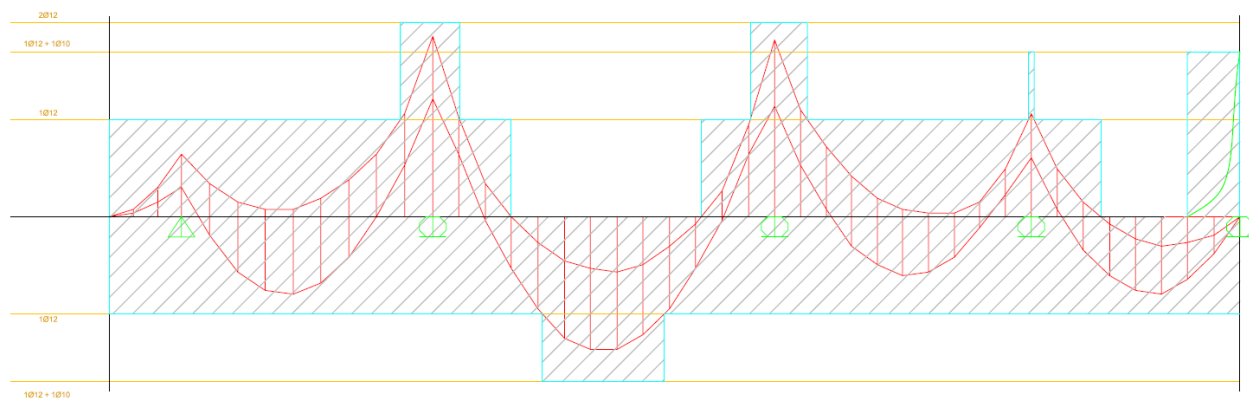


Fig. 18: Momenti resistenti armature - Schema 2 - Solaio B, primo piano

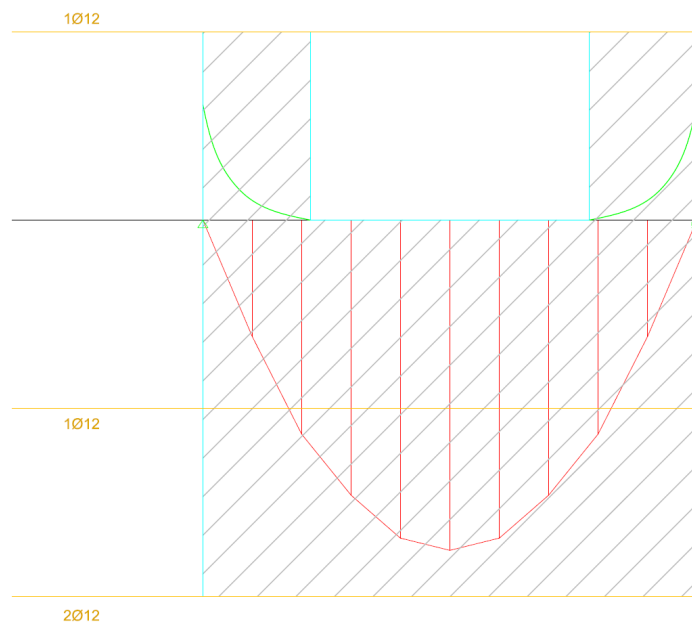


Fig. 19: Momenti resistenti armature - Schema 5 - Solaio B, primo piano

Solaio C (Sottotetto)

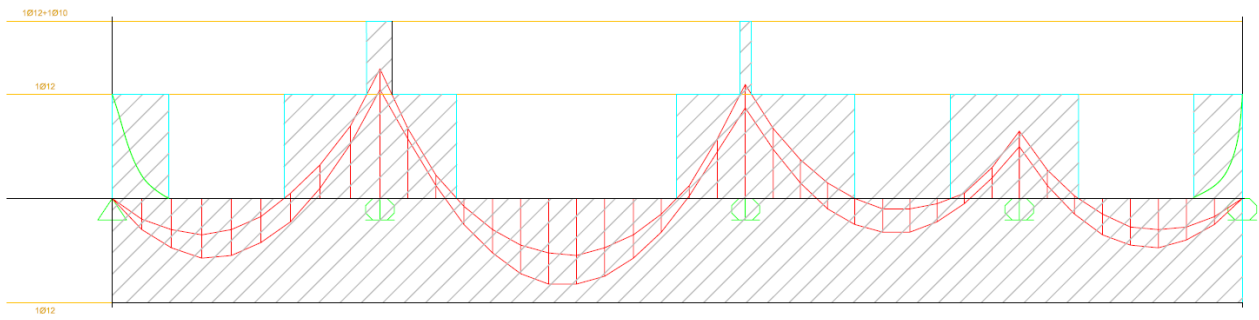


Fig. 20: Momenti resistenti armature - Schema 1 - Solaio C, sottotetto

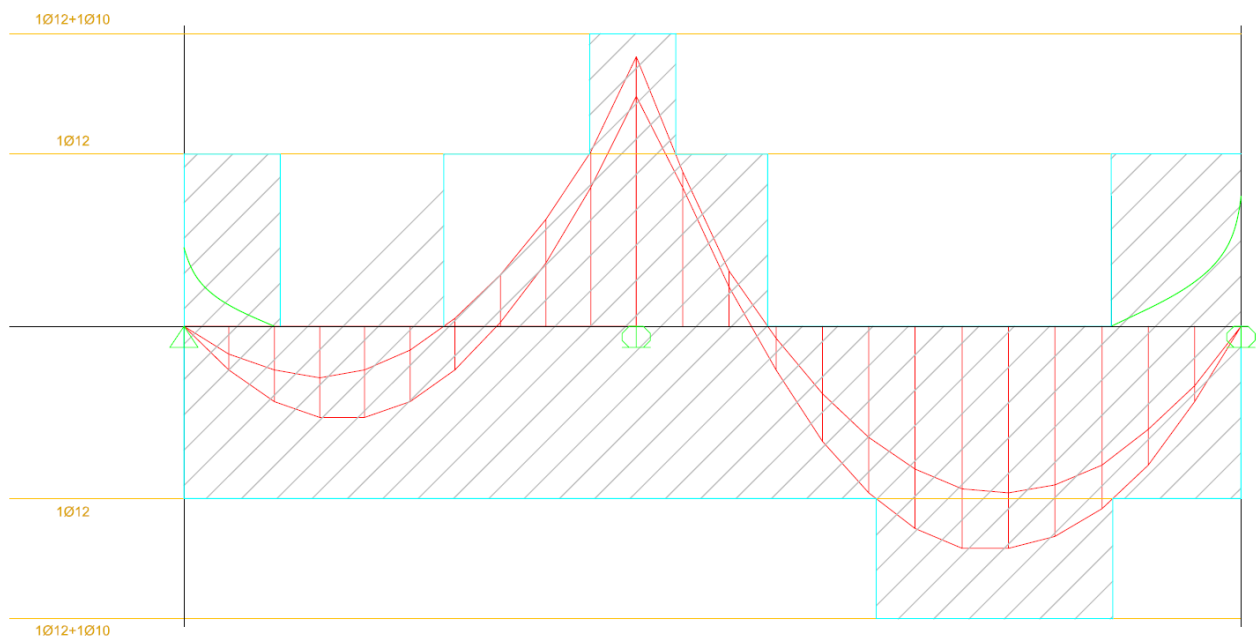


Fig. 21: Momenti resistenti armature - Schema 6 - Solaio C, sottotetto

Solaio D (Copertura)

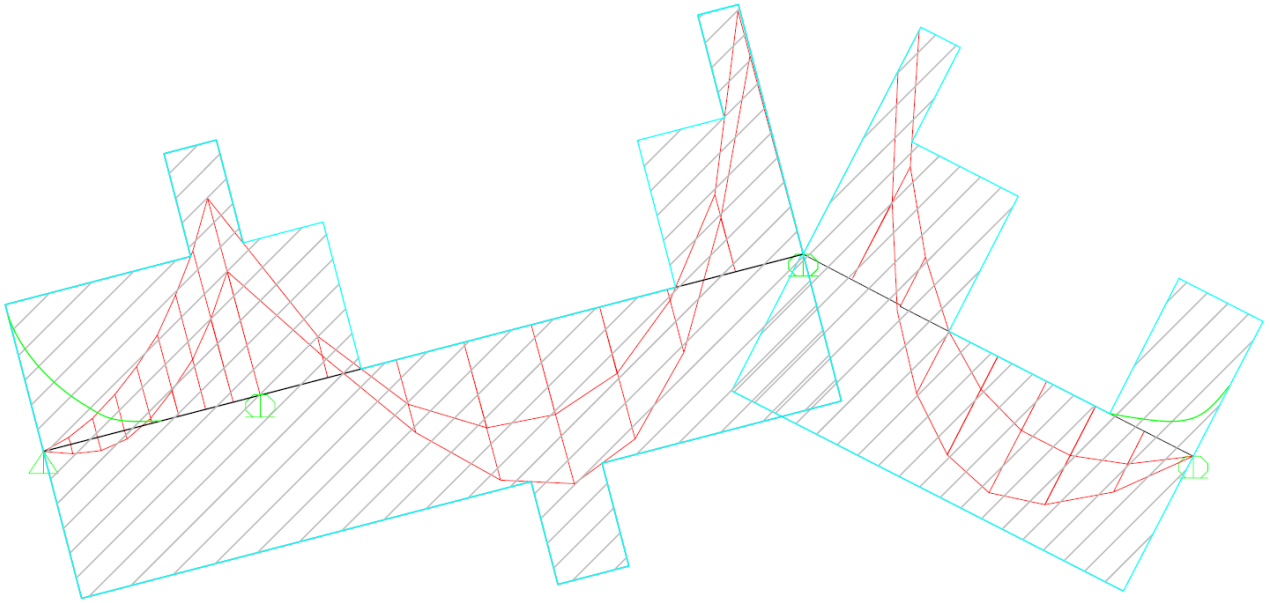


Fig. 22: Momenti resistenti armature - Schema 3 - Solaio D, copertura

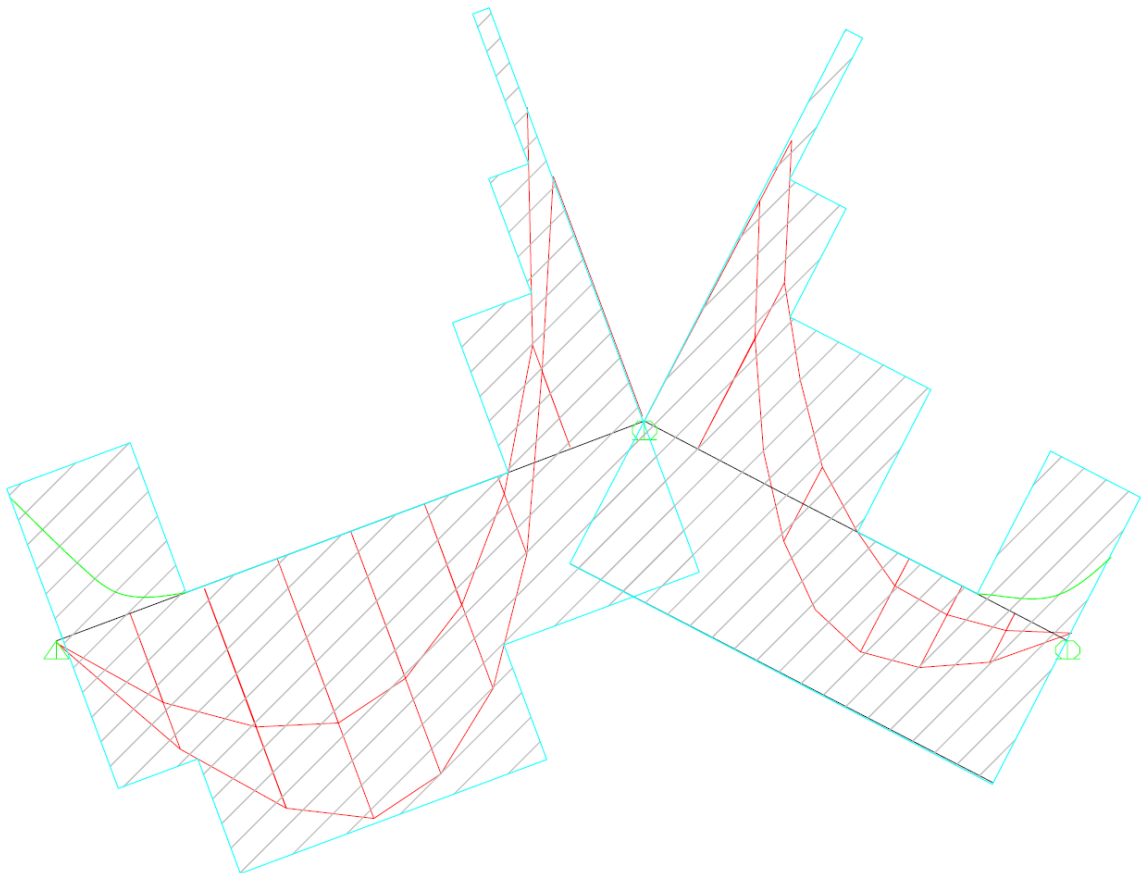


Fig. 23: Momenti resistenti armature - Schema 4 - Solaio D, copertura

Negli schemi di solai nei quali non è presente la rappresentazione grafica del momento resistente il momento agente è notevolmente inferiore a quello resistente e quindi fuori scala.

Taglio resistente

Poiché il solaio è capace di portare i carichi trasversalmente, non è necessaria l'armatura a taglio, sollecitazioni che vengono assorbite dal calcestruzzo.

Il progetto e la verifica vanno effettuati in corrispondenza degli appoggi dove gli sforzi sono massimi.

Va calcolato il taglio resistente del singolo travetto secondo la relazione:

$$V_{Rd} = \tau_{Rd} k (1.2 + 40 \rho_l) d b \quad \text{con:}$$

$\tau_{rd} = 0,25 f_{ctd}$ tensione di aderenza e f_{ctd} resistenza a trazione del cls di calcolo precedentemente calcolata e pari a 1,14 MPa

$\rho_k = \frac{A_{sl}}{d b}$ percentuale geometrica di armatura

$$k = 1,6 - d$$

In seguito va confrontato questo taglio con quello agente; ove quest'ultimo sia superiore sarà necessaria una fascia piena in c.a. evitando quindi l'utilizzo degli elementi di alleggerimento.

Calcolo tagli resistenti:

Solai A - Piano terra

* riferita ad un metro di solaio

Schema 1: 4 campate senza balcone

Appoggio	As [cm ₂]	Asw * [mm ₂]	ρ	d [mm]	f _{ctd} [MPa]	b _w [mm]	K	Vrd [KN]
A	1,13	226	0,00428	220	1,14	240	1,38	28,47
B	1,92	384	0,00727	220	1,14	240	1,38	30,96
C	1,13	226	0,00428	220	1,14	240	1,38	28,47
D	1,13	226	0,00428	220	1,14	240	1,38	28,47
E	1,13	226	0,00428	220	1,14	240	1,38	28,47

Schema 5: Trave appoggiata

Appoggio	As [cm ₂]	Asw * [mm ₂]	ρ	d [mm]	f _{ctd} [MPa]	b _w [mm]	K	Vrd [KN]
A	1,13	226	0,00428	220	1,14	240	1,38	28,47
B	1,13	226	0,00428	220	1,14	240	1,38	28,47

Tabella 10: Tagli resistenti dei travetti - Solaio A

Solaio B – Primo piano

* riferita ad un metro di solaio

Schema 2: 4 campate con balcone

Appoggio	As [cm ₂]	Asw * [mm ₂]	ρ	d [mm]	f _{ctd} [MPa]	b _w [mm]	K	Vrd [KN]
B	1,13	226	0,00428	220	1,14	240	1,38	28,47
C	1,13	226	0,00428	220	1,14	240	1,38	28,47
D	1,13	226	0,00428	220	1,14	240	1,38	28,47
E	1,13	226	0,00428	220	1,14	240	1,38	28,47
F	1,13	226	0,00428	220	1,14	240	1,38	28,47
Balcone	1,13	226	0,00523	180	1,14	240	1,42	24,64

Schema 5: Trave appoggiata

Appoggio	As [cm ₂]	Asw * [mm ₂]	ρ	d [mm]	f _{ctd} [MPa]	b _w [mm]	K	Vrd [KN]
A	1,13	226	0,00428	220	1,14	240	1,38	28,47
B	1,13	226	0,00428	220	1,14	240	1,38	28,47

Tabella 11: Tagli resistenti dei travetti - Solaio B

Solaio C – Sottotetto

* riferita ad un metro di solaio

Schema 1: 4 campate senza balcone

Appoggio	As [cm ₂]	Asw * [mm ₂]	ρ	d [mm]	f _{ctd} [MPa]	b _w [mm]	K	Vrd [KN]
A	1,13	226	0,00428	220	1,14	240	1,38	28,47
B	1,92	384	0,00727	220	1,14	240	1,38	30,96
C	1,13	226	0,00428	220	1,14	240	1,38	28,47
D	1,13	226	0,00428	220	1,14	240	1,38	28,47
E	1,13	226	0,00428	220	1,14	240	1,38	28,47

Schema 6: 2 campate

Appoggio	As [cm ₂]	Asw * [mm ₂]	ρ	d [mm]	f _{ctd} [MPa]	b _w [mm]	K	Vrd [KN]
A	1,13	226	0,00428	220	1,14	240	1,38	28,47
B	1,13	226	0,00428	220	1,14	240	1,38	28,47
C	1,13	226	0,00428	220	1,14	240	1,38	28,47

Tabella 12: Tagli resistenti dei travetti - Solaio C

Solaio D – Copertura

* riferita ad un metro di solaio

Schema 3: 3 campate

Appoggio	As [cm ₂]	Asw * [mm ₂]	ρ	d [mm]	f _{ctd} [MPa]	b _w [mm]	K	Vrd [KN]
A	1,13	226	0,00428	220	1,14	240	1,38	28,47
B	1,92	384	0,00727	220	1,14	240	1,38	30,96
C	1,13	226	0,00428	220	1,14	240	1,38	28,47
D	1,13	226	0,00428	220	1,14	240	1,38	28,47

Schema 4: 2 campate

Appoggio	As [cm ₂]	Asw * [mm ₂]	ρ	d [mm]	f _{ctd} [MPa]	b _w [mm]	K	Vrd [KN]
A	1,13	226	0,00428	220	1,14	240	1,38	28,47
B	1,13	226	0,00428	220	1,14	240	1,38	28,47
C	1,13	226	0,00428	220	1,14	240	1,38	28,47

Tabella 13: Tagli resistenti dei travetti - Solaio D

Fasce piene

Solaio A (Piano terra)

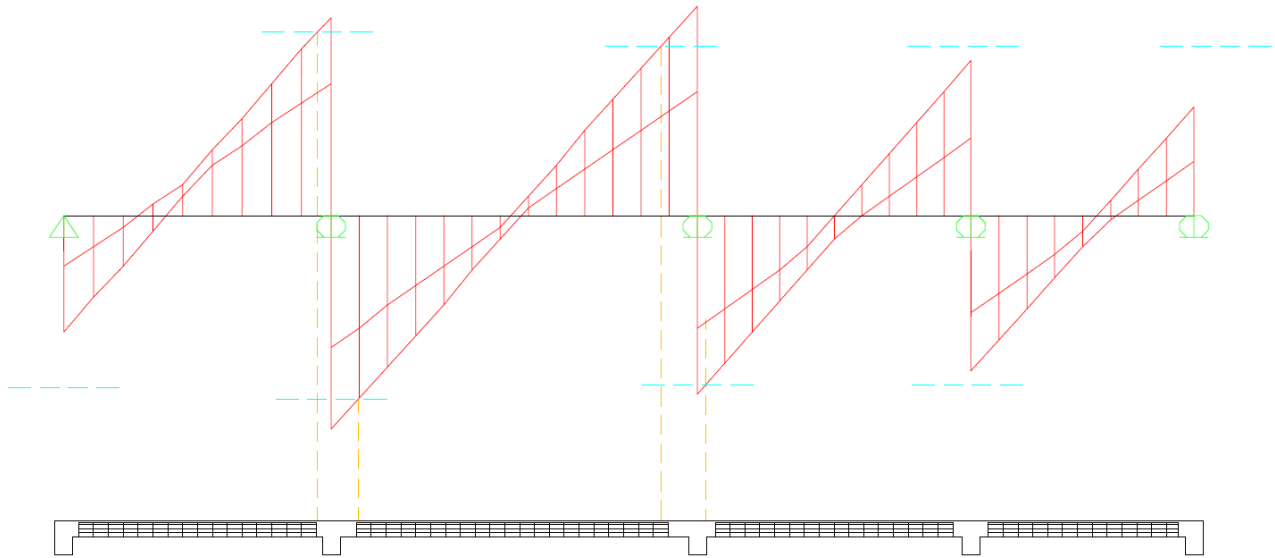


Fig. 24: Diagramma fasce piene - Solaio A (piano terra) - Schema 1

Solaio B (Primo piano)

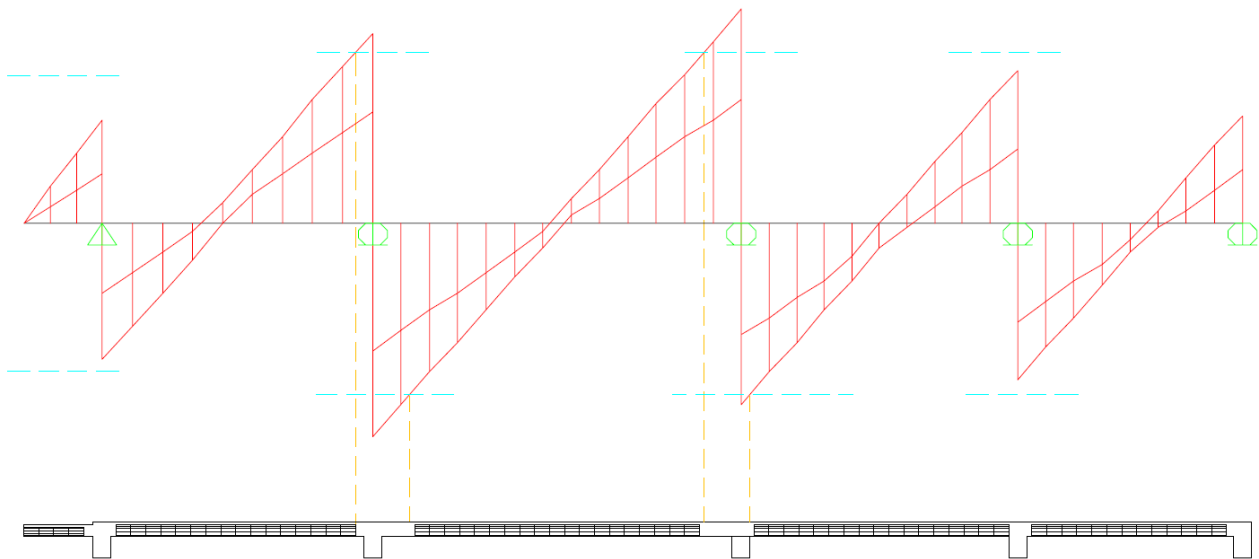


Fig. 25: Diagramma fasce piene - Solaio B (primo piano) - Schema 2

Solaio C (Sottotetto)

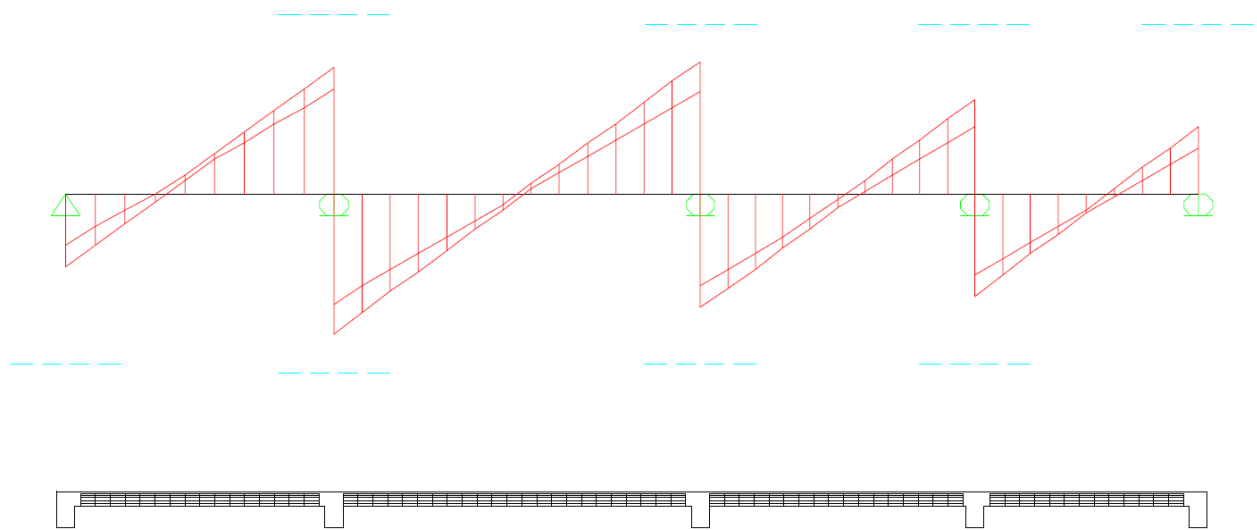


Fig. 26: Diagramma fasce piene - Solaio C (sottotetto) - Schema 1

Negli schemi di solai nei quali non è presente la rappresentazione grafica del taglio resistente il taglio agente è notevolmente inferiore a quello resistente e quindi fuori scala.

Ulteriori indicazioni

Per le luci superiori a 4,5 metri è stato necessario inserire un travetto rompitratta, o di ripartizione, perpendicolare alla tessitura dei travetti, con base **15 cm** (armato con **2 \varnothing 16** sopra e **2 \varnothing 16** sotto) per aumentare la rigidezza della struttura nel suo assieme, staffati con ferri **\varnothing 16** passo **15 cm**.

Il DM 14-09-2005 impone al punto 5.1.9.1.1.4 che la soletta di ogni solaio sia munita di armatura di ripartizione (rete elettrosaldata) per un minimo di **3 \varnothing 6** al metro o del 20% di quella longitudinale. A tal proposito si è prevista in ogni soletta una rete elettrosaldata **\varnothing 6** con passo di **20 cm** facendo attenzione a non poggiarla direttamente sui laterizi.

Il copriferro inferiore dei solai deve essere di 3 cm.

I solai di copertura terminano con uno sbalzo di 30 cm armato con il prolungamento dei ferri della sezione di calcolo.

Verifica delle sezioni

Per ogni schema di solaio si sono effettuate le verifiche tramite il software EC2 delle sezioni maggiormente sollecitate. Poichè i diagrammi di calcolo forniscono valori considerando 1 mt di larghezza, per considerare il singolo travetto sono stati dimezzati i momenti (circa due travetti per ogni metro di solaio). Si è posta l'attenzione anche all'altezza dell'asse neutro (calcolata rispetto al limite superiore della sezione) nel caso delle verifiche di sezioni soggette a momento flettente positivo (quelle in campata) affinché tagli sempre la soletta (ipotesi fatta in fase di dimensionamento).

Si sono verificati i solai A e B (piano terra e primo piano):

Solaio A – Schema 1

Sezione	h (cm)	Md (KNm)	MRd (KNm)	M/MRd	Deformazioni			Verificata
					eps c sup	eps s inf	asse neutro	
AB	24	8,4	9,1	0,93	0,0008	-0,0100	1,6 cm	SI
BC	24	12	15,2	0,79	0,0011	-0,0100	2,2 cm	SI
CD	24	5,5	9,1	0,61	0,0008	-0,0100	1,6 cm	SI
DE	24	7	9,1	0,77	0,0008	-0,0100	1,6 cm	SI
A sup	24	-9,5	-14,5	0,65	-0,0100	0,0024	4,2 cm	SI
B sup	24	-17,4	-27	0,65	-0,0058	0,0035	8,3 cm	SI
C sup	24	-15,8	-17	0,93	-0,0100	0,0027	4,7 cm	SI
D sup	24	-9,7	-14,5	0,67	-0,0100	0,0024	4,2 cm	SI
E sup	24	-6,6	-8,7	0,75	-0,0100	0,0017	3,2 cm	SI

Tabella 14: Riassunto verifiche solaio A - Schema 1 con EC2

Solaio B – Schema 2

Sezione	h (cm)	Md (KNm)	MRd (KNm)	M/MRd	Deformazioni			Verificata
					eps c sup	eps s inf	asse neutro	
BC	24	7,2	9,1	0,79	0,0008	-0,0100	1,7 cm	SI
CD	24	12,4	15,2	0,82	0,0011	-0,0100	2,3 cm	SI
DE	24	5,5	9,1	0,6	0,0008	-0,0100	1,7 cm	SI
EF	24	7	9,1	0,77	0,0008	-0,0100	1,7 cm	SI
B sup	24	-5,7	-8,7	0,65	-0,0100	0,0017	3,3 cm	SI
C sup	24	-16,8	-17	0,99	-0,0100	0,0028	4,8 cm	SI
D sup	24	-16,3	-17	0,96	-0,0100	0,0028	4,8 cm	SI
E sup	24	-5,1	-8,7	0,59	-0,0100	0,0017	3,3 cm	SI
F sup	24	-9,5	-14,5	0,66	-0,0100	0,0025	4,4 cm	SI

Tabella 15: Riassunto verifiche solaio B - Schema 2 con EC2

Solaio A e B – Schema 5

Sezione	h (cm)	Md (KNm)	MRd (KNm)	M/MRd	Deformazioni			Verificata
					eps c sup	eps s inf	asse neutro	
AB	24	15,4	17,9	0,9	0,0012	-0,0100	2,4 cm	SI
A sup	24	-5,4	-8,7	0,61	-0,0100	0,0017	3,2 cm	SI
B sup	24	-5,4	-8,7	0,61	-0,0100	0,0017	3,2 cm	SI

Tabella 16: Riassunto verifiche solaio A e B - Schema 5 con EC2

Predimensionamenti e analisi dei carichi

Per poter effettuare l'analisi delle sollecitazioni negli elementi strutturali è necessario predimensionarli e quindi analizzare i carichi su essi gravanti.

Tamponature

Per le tamponature si è scelta la seguente tipologia costruttiva:

Componenti	S [m]	γ [KN/m ³]	Pesi [KN/m ²]
Muratura mattoni forati	0,250	11,00	2,750
Intonaco interno a gesso	0,015	12,00	0,180
Rinzafo liscio	0,010	19,00	0,190
Collante per rivestimento	0,004	-	0,005
Rivestimento esterno	0,015	17,00	0,255
Arrotondamento	-	-	0,020
Totale			3,400

Tabella 17: Materiali e pesi relativi delle tamponature esterne

Esse esercitano sugli elementi strutturali inflessi (travi) un carico uniforme per unità di lunghezza pari al peso per l'altezza per un coefficiente riduttivo che considera la presenza delle aperture:

$$\psi = \Delta \frac{S}{S_t} = \frac{S_T - S_{\text{aperture}}}{S_T}$$

con S_T = superficie di una faccia della tamponatura; si ha:

$\psi = 0.80$ in presenza di sole finestre

$\psi = 0.70$ in presenza di porte e finestre

Ogni piano è alto 2,7 m, quindi si hanno i seguenti carichi distribuiti a metro lineare per le diverse tipologie di tamponature:

In assenza di aperture	3,400x2,70	9,18
Presenza di sole finestre	3,400x2,70x0,80	7,34
Presenza di porte e finestre	3,400x2,70x0,70	6,43

Tabella 18: Carichi in KN/m delle diverse tamponature presenti

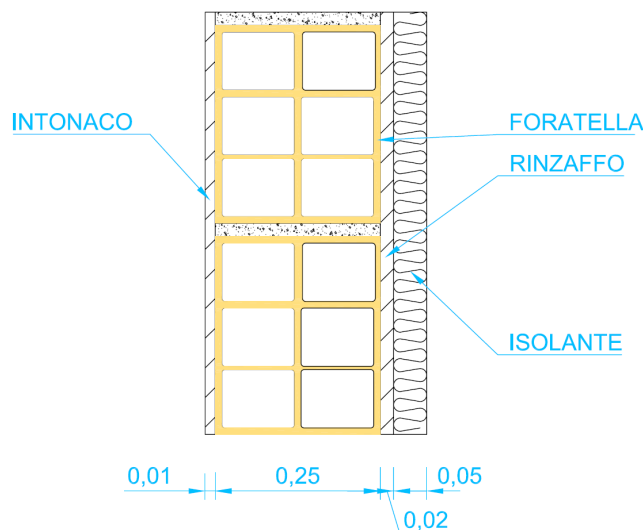


Fig. 27: Sezione indicativa del tramezzo

Travi

Predimensionamento

Il predimensionamento della trave dipende dalla luce e dalla funzione che essa deve svolgere (quindi i carichi da portare e le esigenze architettoniche). Si hanno le *travi portanti* (che portano se stesse, il solaio ed eventualmente tamponature o parapetti), le *travi perimetrali* (che portano se stesse, le tamponature o i parapetti) e quelle di *collegamento* (che portano solo loro stesse più una certa porzione di solaio, ma conferiscono una maggiore rigidità all'impalcato).

Per le travi portanti e perimetrali si è scelta la tipologia delle *travi emergenti*, la cui larghezza è stata assunta convenzionalmente pari a **30 cm**. Per predimensionare l'altezza ci si è riferiti al criterio grossolano di $H = L / (10 \sim 12)$ con $L =$ luce della trave.

Per le travi di collegamento si è adottata la tipologia delle *travi a spessore* con altezza pari a quella del solaio vicino e con larghezza grossolanamente pari a $B = L / 6$.

Analisi dei carichi

Il peso che agisce sulle travi è in forma di carico linearmente distribuito, costituito dai contributi precedentemente descritti oltre al peso proprio della trave (dato ovviamente dall'area della sezione per il peso specifico del cemento armato pari a $\gamma_{cls} = 25 \text{ KN/m}^3$).

Il peso che il solaio scarica sulle travi si valuta utilizzando il metodo delle *zone d'influenza*, ovvero si computa l'area di solaio che grava sulla trave considerando metà distanza tra le travi adiacenti. Per la fascia piena si è considerato convenzionalmente una larghezza media di 10 cm.

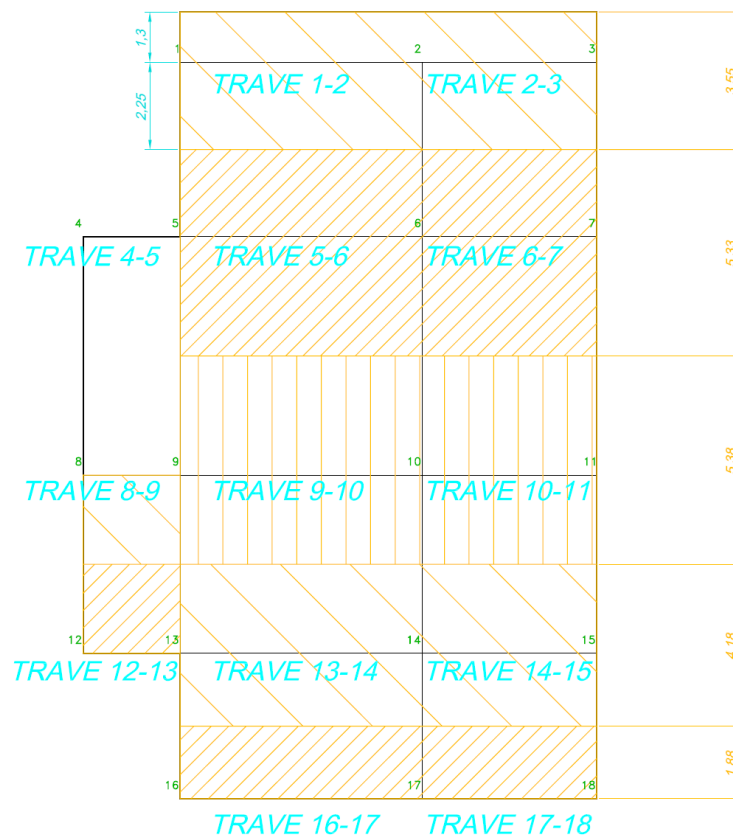


Fig. 28: Schema riassuntivo zone di influenza travi - piani A e B

Piani A e B (piano terra e primo piano):

Trave		(1-5),(3-7)	Solai A e B	
Predimensionamento				
Altezza	Larghezza	Area	Peso [Kn/mc]	
0,5	0,3	0,15	25	
Carichi		L (m)	Kn/mq	Kn/m
Peso trave		4,5		3,75
Solaio interno		0,50	4,90	2,45
Tamponatura				7,34
Pk				13,54
Pd	$\gamma = 1,4$			18,96
Qd	$\gamma = 1,5$			2,13

Trave		(4-8)	Solai A e B	
Predimensionamento				
Altezza	Larghezza	Area	Peso [Kn/mc]	
0,5	0,3	0,15	25	
Carichi		L (m)	Kn/mq	Kn/m
Peso trave		6,15		3,75
Tamponatura				9,18
Pk				12,93
Pd	$\gamma = 1,4$			18,10
Qd	$\gamma = 1,5$			0,00

Trave		(8-12),(11-15)	Solai A e B	
Predimensionamento				
Altezza	Larghezza	Area	Peso [Kn/mc]	
0,5	0,3	0,15	25	
Carichi		L (m)	Kn/mq	Kn/m
Peso trave		4,6		3,75
Solaio interno		0,50	4,90	2,45
Tamponatura				7,34
Pk				13,54
Pd	$\gamma = 1,4$			18,96
Qd	$\gamma = 1,5$			2,13

Trave		(13-16),(15-18)	Solai A e B	
Predimensionamento				
Altezza	Larghezza	Area	Peso [Kn/mc]	
0,5	0,3	0,15	25	
Carichi		L (m)	Kn/mq	Kn/m
Peso trave		3,75		3,75
Solaio interno		0,50	4,90	2,45
Tamponatura				7,34
Pk				13,54
Pd	$\gamma = 1,4$			18,96
Qd	$\gamma = 1,5$			2,13

Trave		(4-5)	Solai A e B	
Predimensionamento				
Altezza	Larghezza	Area	Peso [Kn/mc]	
0,5	0,3	0,15	25	
Carichi		L (m)	Kn/mq	Kn/m
Peso trave		2,5		3,75
Tamponatura				9,18
Pk				12,93
Pd	$\gamma = 1,4$			18,10
Qd	$\gamma = 1,5$			0,00

Trave		(7-11)	Solai A e B	
Predimensionamento				
Altezza	Larghezza	Area	Peso [Kn/mc]	
0,5	0,3	0,15	25	
Carichi		L (m)	Kn/mq	Kn/m
Peso trave		6,15		3,75
Solaio interno		0,50	4,90	2,45
Tamponatura				7,34
Pk				13,54
Pd	$\gamma = 1,4$			18,96
Qd	$\gamma = 1,5$			2,13

Tabella 19: Piani A e B - Travi perimetrali non sollecitate direttamente (metri e KN/m)

Trave		(1-2)	Solaio B	
Predimensionamento				
Altezza	Larghezza	Area	Peso [Kn/mc]	
0,6	0,3	0,18	25	
Carichi		L (m)	Kn/mq	Kn/m
Peso trave		6,15		4,5
Solaio interno		2,55	4,9	12,48
Fascia piena interna		0,1		0,6
Solaio balcone		1,3	4,29	5,58
Fascia piena esterna		0,1		0,5
Tamponatura				6,43
Parapetto				0,13
<i>Pk</i>				30,22
Pd	$\gamma = 1,4$			42,3
Variabile interno				7,24
Variabile balcone				6,14
<i>Qk</i>				13,38
Qd	$\gamma = 1,5$			20,07

Trave		(1-2)	Solaio A	
Predimensionamento				
Altezza	Larghezza	Area	Peso [Kn/mc]	
0,6	0,3	0,18	25	
Carichi		L (m)	Kn/mq	Kn/m
Peso trave		6,15		4,5
Solaio interno		2,55	4,9	12,48
Fascia piena interna		0,1		0,6
Tamponatura				7,34
<i>Pk</i>				24,93
Pd	$\gamma = 1,4$			34,9
Qd	$\gamma = 1,5$			10,86

Trave		(2-3)	Solaio B	
Predimensionamento				
Altezza	Larghezza	Area	Peso [Kn/mc]	
0,6	0,3	0,18	25	
Carichi		L (m)	Kn/mq	Kn/m
Peso trave		4,5		4,5
Solaio interno		2,55	4,9	12,48
Fascia piena interna		0,1		0,6
Solaio balcone		1,3	4,29	5,58
Fascia piena esterna		0,1		0,5
Tamponatura				6,43
Parapetto				0,13
<i>Pk</i>				30,22
Pd	$\gamma = 1,4$			42,3
Variabile interno				7,24
Variabile balcone				6,14
<i>Qk</i>				13,38
Qd	$\gamma = 1,5$			20,07

Trave		(2-3)	Solaio A	
Predimensionamento				
Altezza	Larghezza	Area	Peso [Kn/mc]	
0,6	0,3	0,18	25	
Carichi		L (m)	Kn/mq	Kn/m
Peso trave		4,5		4,5
Solaio interno		2,55	4,9	12,48
Fascia piena interna		0,1		0,6
Tamponatura				7,34
<i>Pk</i>				24,93
Pd	$\gamma = 1,4$			34,9
Qd	$\gamma = 1,5$			10,86

Trave		(16-17)	Solai A e B	
Predimensionamento				
Altezza	Larghezza	Area	Peso [Kn/mc]	
0,6	0,3	0,18	25	
Carichi		L (m)	Kn/mq	Kn/m
Peso trave		6,25		4,5
Solaio interno		1,88	4,9	9,2
Fascia piena interna		0,1		0,6
Tamponatura				7,34
<i>Pk</i>				21,65
Pd	$\gamma = 1,4$			30,31
Qd	$\gamma = 1,5$			8,01

Trave		(17-18)	Solai A e B	
Predimensionamento				
Altezza	Larghezza	Area	Peso [Kn/mc]	
0,6	0,3	0,18	25	
Carichi		L (m)	Kn/mq	Kn/m
Peso trave		4,5		4,5
Solaio interno		1,88	4,9	9,2
Fascia piena interna		0,1		0,6
Tamponatura				7,34
<i>Pk</i>				21,65
Pd	$\gamma = 1,4$			30,31
Qd	$\gamma = 1,5$			8,01

Trave		(12-13)	Solaio A	
Predimensionamento				
Altezza	Larghezza	Area	Peso [Kn/mc]	
0,3	0,3	0,09	25	
Carichi		L (m)	Kn/mq	Kn/m
Peso trave		2,5		2,25
Solaio interno		2,3	4,9	11,26
Fascia piena interna		0,1		0,6
Tamponatura				6,43
<i>Pk</i>				20,54
Pd	$\gamma = 1,4$			28,75
Qd	$\gamma = 1,5$			9,8

Trave		(12-13)	Solaio B	
Predimensionamento				
Altezza	Larghezza	Area	Peso [Kn/mc]	
0,3	0,3	0,09	25	
Carichi		L (m)	Kn/mq	Kn/m
Peso trave		2,5		2,25
Solaio interno		2,3	4,9	11,26
Fascia piena interna		0,1		0,6
Tamponatura				7,34
<i>Pk</i>				21,45
Pd	$\gamma = 1,4$			30,04
Qd	$\gamma = 1,5$			9,8

Tabella 20: Piani A e B - Travi perimetrali sollecitate direttamente (metri e KN/m)

Trave (8-9)		Solaio A	
Predimensionamento			
Altezza	Larghezza	Area	Peso [Kn/mc]
0,3	0,3	0,09	25
Carichi		L (m)	Kn/mq
Peso trave	2,5		2,25
Solaio interno	2,3	4,9	11,26
Fascia piena interna	0,1		0,6
<i>Pk</i>			14,11
Pd	$\gamma = 1,4$		19,76
Qd	$\gamma = 1,5$		9,8

Trave (8-9)		Solaio B	
Predimensionamento			
Altezza	Larghezza	Area	Peso [Kn/mc]
0,3	0,3	0,09	25
Carichi		L (m)	Kn/mq
Peso trave	2,5		2,25
Solaio interno	2,3	4,9	11,26
Fascia piena interna	0,1		0,6
Tamponatura			0
<i>Pk</i>			14,11
Pd	$\gamma = 1,4$		19,76
Qd	$\gamma = 1,5$		9,8

Trave (13-14)		Solaio A e B	
Predimensionamento			
Altezza	Larghezza	Area	Peso [Kn/mc]
0,6	0,3	0,18	25
Carichi		L (m)	Kn/mq
Peso trave	6,25		4,5
Solaio interno	4,18	4,9	20,47
Fascia piena interna	0,1		0,6
<i>Pk</i>			25,57
Pd	$\gamma = 1,4$		35,79
Qd	$\gamma = 1,5$		17,81

Trave (14-15)		Solaio A e B	
Predimensionamento			
Altezza	Larghezza	Area	Peso [Kn/mc]
0,6	0,3	0,18	25
Carichi		L (m)	Kn/mq
Peso trave	4,5		4,5
Solaio interno	4,18	4,9	20,47
Fascia piena interna	0,1		0,6
<i>Pk</i>			25,57
Pd	$\gamma = 1,4$		35,79
Qd	$\gamma = 1,5$		17,81

Trave (9-10)		Solaio A e B	
Predimensionamento			
Altezza	Larghezza	Area	Peso [Kn/mc]
0,6	0,3	0,18	25
Carichi		L (m)	Kn/mq
Peso trave	6,25		4,5
Solaio interno	5,38	4,9	26,34
Fascia piena interna	0,1		0,6
<i>Pk</i>			31,44
Pd	$\gamma = 1,4$		44,02
Qd	$\gamma = 1,5$		22,92

Trave (10-11)		Solaio A e B	
Predimensionamento			
Altezza	Larghezza	Area	Peso [Kn/mc]
0,6	0,3	0,18	25
Carichi		L (m)	Kn/mq
Peso trave	4,5		4,5
Solaio interno	5,38	4,9	26,34
Fascia piena interna	0,1		0,6
<i>Pk</i>			31,44
Pd	$\gamma = 1,4$		44,02
Qd	$\gamma = 1,5$		22,92

Trave (5-6)		Solaio A e B	
Predimensionamento			
Altezza	Larghezza	Area	Peso [Kn/mc]
0,6	0,3	0,18	25
Carichi		L (m)	Kn/mq
Peso trave	6,25		4,5
Solaio interno	5,33	4,9	26,1
Fascia piena interna	0,1		0,6
<i>Pk</i>			31,2
Pd	$\gamma = 1,4$		43,67
Qd	$\gamma = 1,5$		22,71

Trave (6-7)		Solaio A e B	
Predimensionamento			
Altezza	Larghezza	Area	Peso [Kn/mc]
0,6	0,3	0,18	25
Carichi		L (m)	Kn/mq
Peso trave	4,5		4,5
Solaio interno	5,33	4,9	26,1
Fascia piena interna	0,1		0,6
<i>Pk</i>			31,2
Pd	$\gamma = 1,4$		43,67
Qd	$\gamma = 1,5$		22,71

Tabella 21: Piani A e B - Travi alte interne sollecitate direttamente (metri e KN/m)

Trave		(2-6)	Solai A e B	
Predimensionamento				
Altezza	Larghezza	Area	Peso [Kn/mc]	
0,24	0,6	0,14	25	
Carichi		L (m)	Kn/mq	Kn/m
Peso trave		4,5		3,6
Solaio interno		1	4,9	4,9
Pk				8,5
Pd	$\gamma = 1,4$			11,89
Qd	$\gamma = 1,5$			4,26

Trave		(6-10)	Solai A e B	
Predimensionamento				
Altezza	Larghezza	Area	Peso [Kn/mc]	
0,24	0,6	0,14	25	
Carichi		L (m)	Kn/mq	Kn/m
Peso trave		6,15		3,6
Solaio interno		1	4,9	4,9
Pk				8,5
Pd	$\gamma = 1,4$			11,89
Qd	$\gamma = 1,5$			4,26

Trave		(10-14)	Solai A e B	
Predimensionamento				
Altezza	Larghezza	Area	Peso [Kn/mc]	
0,24	0,6	0,14	25	
Carichi		L (m)	Kn/mq	Kn/m
Peso trave		4,6		3,6
Solaio interno		1	4,9	4,9
Pk				8,5
Pd	$\gamma = 1,4$			11,89
Qd	$\gamma = 1,5$			4,26

Trave		(14-17)	Solai A e B	
Predimensionamento				
Altezza	Larghezza	Area	Peso [Kn/mc]	
0,24	0,6	0,14	25	
Carichi		L (m)	Kn/mq	Kn/m
Peso trave		3,75		3,6
Solaio interno		1	4,9	4,9
Pk				8,5
Pd	$\gamma = 1,4$			11,89
Qd	$\gamma = 1,5$			4,26

Trave		(5-9)	Solai A e B	
Predimensionamento				
Altezza	Larghezza	Area	Peso [Kn/mc]	
0,24	0,6	0,14	25	
Carichi		L (m)	Kn/mq	Kn/m
Peso trave		6,15		3,6
Solaio interno		0,5	4,9	2,45
Pk				6,05
Pd	$\gamma = 1,4$			8,47
Qd	$\gamma = 1,5$			2,13

Trave		(9-13)	Solai A e B	
Predimensionamento				
Altezza	Larghezza	Area	Peso [Kn/mc]	
0,24	0,6	0,14	25	
Carichi		L (m)	Kn/mq	Kn/m
Peso trave		4,6		3,6
Solaio interno		1	4,9	4,9
Pk				8,5
Pd	$\gamma = 1,4$			11,89
Qd	$\gamma = 1,5$			4,26

Tabella 22: Solai A e B - Travi interne a spessore (metri e KN/m)

Trave		(1bis)	Solaio B	
Predimensionamento				
Altezza	Larghezza	Area	Peso [Kn/mc]	
0,6	0,3	0,18	25	
Carichi		L (m)	Kn/mq	Kn/m
Peso trave		4,6		4,5
Solaio esterno		0,5	4,29	2,14
Pk				6,64
Pd	$\gamma = 1,4$			9,3
Qd	$\gamma = 1,5$			3,54

Trave		(2bis)	Solaio B	
Predimensionamento				
Altezza	Larghezza	Area	Peso [Kn/mc]	
0,2	0,6	0,12	25	
Carichi		L (m)	Kn/mq	Kn/m
Peso trave		4,6		3
Solaio esterno		1	4,29	4,29
Pk				7,29
Pd	$\gamma = 1,4$			10,2
Qd	$\gamma = 1,5$			7,08

Trave		(3bis)	Solaio B	
Predimensionamento				
Altezza	Larghezza	Area	Peso [Kn/mc]	
0,6	0,3	0,18	25	
Carichi		L (m)	Kn/mq	Kn/m
Peso trave		4,6		4,5
Solaio esterno		0,5	4,29	2,14
Pk				6,64
Pd	$\gamma = 1,4$			9,3
Qd	$\gamma = 1,5$			3,54

Tabella 23: Piani A e B - Travi esterne a spessore (metri e KN/m)

Piano C (sottotetto):

In alcune travi si è considerato anche parte del solaio di copertura che grava direttamente.

Trave	(1-5)	Solaio C		
Predimensionamento				
Altezza	Larghezza	Area	Peso [Kn/mc]	
0,5	0,3	0,15	25	
Carichi		L (m)	Kn/mq	Kn/m
Peso trave		4,5		3,75
Solaio interno		0,50	4,10	2,05
Tamponatura				0,00
Pk				5,80
Pd	$\gamma = 1,4$			8,12
Qd				0,50

Trave	(3-7)	Solaio C		
Predimensionamento				
Altezza	Larghezza	Area	Peso [Kn/mc]	
0,5	0,3	0,15	25	
Carichi		L (m)	Kn/mq	Kn/m
Peso trave		4,5		3,75
Solaio interno		0,50	4,10	2,05
Solaio tetto		2,54	4,24	10,77
Pk				16,57
Pd	$\gamma = 1,4$			23,19
Qd				3,13

Trave	(4-8)	Solaio C		
Predimensionamento				
Altezza	Larghezza	Area	Peso [Kn/mc]	
0,5	0,3	0,15	25	
Carichi		L (m)	Kn/mq	Kn/m
Peso trave		6,15		3,75
Solaio interno		0,50	4,10	2,05
Solaio tetto		1,29	4,24	5,47
Pk				11,27
Pd	$\gamma = 1,4$			15,77
Qd				1,83

Trave	(13-16)	Solaio C		
Predimensionamento				
Altezza	Larghezza	Area	Peso [Kn/mc]	
0,5	0,3	0,15	25	
Carichi		L (m)	Kn/mq	Kn/m
Peso trave		3,75		3,75
Solaio interno		0,50	4,10	2,05
Tamponatura				0,00
Pk				5,80
Pd	$\gamma = 1,4$			8,12
Qd				0,50

Trave	(8-12)	Solaio C		
Predimensionamento				
Altezza	Larghezza	Area	Peso [Kn/mc]	
0,5	0,3	0,15	25	
Carichi		L (m)	Kn/mq	Kn/m
Peso trave		4,6		3,75
Solaio interno		0,50	4,10	2,05
Solaio tetto		1,29	4,24	5,47
Pk				11,27
Pd	$\gamma = 1,4$			15,77
Qd				1,84

Trave	(11-15)	Solaio C		
Predimensionamento				
Altezza	Larghezza	Area	Peso [Kn/mc]	
0,5	0,3	0,15	25	
Carichi		L (m)	Kn/mq	Kn/m
Peso trave		4,6		3,75
Solaio interno		0,50	4,10	2,05
Solaio tetto		2,54	4,24	10,77
Pk				16,57
Pd	$\gamma = 1,4$			23,19
Qd				3,13

Trave	(4-5)	Solaio C		
Predimensionamento				
Altezza	Larghezza	Area	Peso [Kn/mc]	
0,3	0,3	0,09	25	
Carichi		L (m)	Kn/mq	Kn/m
Peso trave		2,5		2,25
Solaio interno		3,08	4,10	12,6
Fascia piena interna		0,1		0,6
Tamponatura				0
Pk				15,45
Pd	$\gamma = 1,4$			21,62
Qd	$\gamma = 1,5$			3,08

Trave	(7-11)	Solaio C		
Predimensionamento				
Altezza	Larghezza	Area	Peso [Kn/mc]	
0,5	0,3	0,15	25	
Carichi		L (m)	Kn/mq	Kn/m
Peso trave		6,15		3,75
Solaio interno		0,50	4,10	2,05
Solaio tetto		2,54	4,24	10,77
Pk				16,57
Pd	$\gamma = 1,4$			23,19
Qd				3,13

Trave	(15-18)	Solaio C		
Predimensionamento				
Altezza	Larghezza	Area	Peso [Kn/mc]	
0,5	0,3	0,15	25	
Carichi		L (m)	Kn/mq	Kn/m
Peso trave		3,75		3,75
Solaio interno		0,50	4,10	2,05
Solaio tetto		2,54	4,24	10,77
Pk				16,57
Pd	$\gamma = 1,4$			23,19
Qd				3,13

Tabella 24: Piano C - Travi perimetrali non sollecitate direttamente (metri e KN/m)

Trave		(1-2)	Solaio C	
Predimensionamento				
Altezza	Larghezza	Area	Peso [Kn/mc]	
0,6	0,3	0,18	25	
Carichi		L (m)	Kn/mq	Kn/m
Peso trave	6,15			4,5
Solaio interno	2,55	4,10		10,44
Fascia piena interna	0,1			0,6
Tamponatura				3,91
<i>Pk</i>				19,45
Pd	$\gamma = 1,4$			27,24
Qd	$\gamma = 1,5$			2,55

Trave		(2-3)	Solaio C	
Predimensionamento				
Altezza	Larghezza	Area	Peso [Kn/mc]	
0,6	0,3	0,18	25	
Carichi		L (m)	Kn/mq	Kn/m
Peso trave	4,5			4,5
Solaio interno	2,55	4,10		10,44
Fascia piena interna	0,1			0,6
Tamponatura				3,91
<i>Pk</i>				19,45
Pd	$\gamma = 1,4$			27,24
Qd	$\gamma = 1,5$			2,55

Trave		(12-13)	Solaio C	
Predimensionamento				
Altezza	Larghezza	Area	Peso [Kn/mc]	
0,3	0,3	0,09	25	
Carichi		L (m)	Kn/mq	Kn/m
Peso trave	2,5			2,25
Solaio interno	2,3	4,10		9,42
Fascia piena interna	0,1			0,6
Tamponatura				0
<i>Pk</i>				12,27
Pd	$\gamma = 1,4$			17,18
Qd	$\gamma = 1,5$			2,3

Trave		(16-17)	Solaio C	
Predimensionamento				
Altezza	Larghezza	Area	Peso [Kn/mc]	
0,6	0,3	0,18	25	
Carichi		L (m)	Kn/mq	Kn/m
Peso trave	6,25			4,5
Solaio interno	1,88	4,10		7,7
Fascia piena interna	0,1			0,6
Tamponatura				3,91
<i>Pk</i>				16,71
Pd	$\gamma = 1,4$			23,39
Qd	$\gamma = 1,5$			1,88

Trave		(17-18)	Solaio C	
Predimensionamento				
Altezza	Larghezza	Area	Peso [Kn/mc]	
0,6	0,3	0,18	25	
Carichi		L (m)	Kn/mq	Kn/m
Peso trave	4,5			4,5
Solaio interno	1,88	4,10		7,7
Fascia piena interna	0,1			0,6
Tamponatura				3,91
<i>Pk</i>				16,71
Pd	$\gamma = 1,4$			23,39
Qd	$\gamma = 1,5$			1,88

Tabella 25: Piano C - Travi perimetrali sollecitate direttamente (metri e KN/m)

Trave		(8-9)	Solaio C	
Predimensionamento				
Altezza	Larghezza	Area	Peso [Kn/mc]	
0,3	0,3	0,09	25	
Carichi		L (m)	Kn/mq	Kn/m
Peso trave		2,5		2,25
Solaio interno		2,3	4,10	9,42
Fascia piena interna		0,1		0,6
Pk				12,27
Pd	$\gamma = 1,4$			17,18
Qd	$\gamma = 1,5$			2,3

Trave		(5-6)	Solaio C	
Predimensionamento				
Altezza	Larghezza	Area	Peso [Kn/mc]	
0,6	0,3	0,18	25	
Carichi		L (m)	Kn/mq	Kn/m
Peso trave		6,25		4,5
Solaio interno		5,33	4,10	21,83
Fascia piena interna		0,1		0,6
Pk				26,93
Pd	$\gamma = 1,4$			37,7
Qd	$\gamma = 1,5$			5,33

Trave		(6-7)	Solaio C	
Predimensionamento				
Altezza	Larghezza	Area	Peso [Kn/mc]	
0,6	0,3	0,18	25	
Carichi		L (m)	Kn/mq	Kn/m
Peso trave		4,5		4,5
Solaio interno		5,33	4,10	21,83
Fascia piena interna		0,1		0,6
Pk				26,93
Pd	$\gamma = 1,4$			37,7
Qd	$\gamma = 1,5$			5,33

Trave		(14-15)	Solaio C	
Predimensionamento				
Altezza	Larghezza	Area	Peso [Kn/mc]	
0,6	0,3	0,18	25	
Carichi		L (m)	Kn/mq	Kn/m
Peso trave		4,5		4,5
Solaio interno		4,18	4,10	17,12
Fascia piena interna		0,1		0,6
Pk				22,22
Pd	$\gamma = 1,4$			31,11
Qd	$\gamma = 1,5$			4,18

Trave		(9-10)	Solaio C	
Predimensionamento				
Altezza	Larghezza	Area	Peso [Kn/mc]	
0,6	0,3	0,18	25	
Carichi		L (m)	Kn/mq	Kn/m
Peso trave		6,25		4,5
Solaio interno		5,38	4,10	22,04
Fascia piena interna		0,1		0,6
Pk				27,14
Pd	$\gamma = 1,4$			37,99
Qd	$\gamma = 1,5$			5,38

Trave		(10-11)	Solaio C	
Predimensionamento				
Altezza	Larghezza	Area	Peso [Kn/mc]	
0,6	0,3	0,18	25	
Carichi		L (m)	Kn/mq	Kn/m
Peso trave		4,5		4,5
Solaio interno		5,38	4,10	22,04
Fascia piena interna		0,1		0,6
Pk				27,14
Pd	$\gamma = 1,4$			37,99
Qd	$\gamma = 1,5$			5,38

Trave		(13-14)	Solaio C	
Predimensionamento				
Altezza	Larghezza	Area	Peso [Kn/mc]	
0,6	0,3	0,18	25	
Carichi		L (m)	Kn/mq	Kn/m
Peso trave		6,25		4,5
Solaio interno		4,18	4,10	17,12
Fascia piena interna		0,1		0,6
Pk				22,22
Pd	$\gamma = 1,4$			31,11
Qd	$\gamma = 1,5$			4,18

Tabella 26: Piano C - Travi alte interne sollecitate direttamente (metri e KN/m)

Trave		(2-6)	Solaio C	
Predimensionamento				
Altezza	Larghezza	Area	Peso [Kn/mc]	
0,24	0,6	0,14	25	
Carichi		L (m)	Kn/mq	Kn/m
Peso trave		4,5		3,6
Solaio interno		1	4,10	4,1
Pk				7,7
Pd	$\gamma = 1,4$			10,77
Qd	$\gamma = 1,5$			1

Trave		(6-10)	Solaio C	
Predimensionamento				
Altezza	Larghezza	Area	Peso [Kn/mc]	
0,24	0,6	0,14	25	
Carichi		L (m)	Kn/mq	Kn/m
Peso trave		6,15		3,6
Solaio interno		1	4,10	4,1
Pk				7,7
Pd	$\gamma = 1,4$			10,77
Qd	$\gamma = 1,5$			1

Trave		(10-14)	Solaio C	
Predimensionamento				
Altezza	Larghezza	Area	Peso [Kn/mc]	
0,24	0,6	0,14	25	
Carichi		L (m)	Kn/mq	Kn/m
Peso trave		4,6		3,6
Solaio interno		1	4,10	4,1
Pk				7,7
Pd	$\gamma = 1,4$			10,77
Qd	$\gamma = 1,5$			1

Trave		(14-17)	Solaio C	
Predimensionamento				
Altezza	Larghezza	Area	Peso [Kn/mc]	
0,24	0,6	0,14	25	
Carichi		L (m)	Kn/mq	Kn/m
Peso trave		3,75		3,6
Solaio interno		1	4,10	4,1
Pk				7,7
Pd	$\gamma = 1,4$			10,77
Qd	$\gamma = 1,5$			1

Trave		(5-9)	Solaio C	
Predimensionamento				
Altezza	Larghezza	Area	Peso [Kn/mc]	
0,24	0,6	0,14	25	
Carichi		L (m)	Kn/mq	Kn/m
Peso trave		6,15		3,6
Solaio interno		1	4,10	4,1
Pk				7,7
Pd	$\gamma = 1,4$			10,77
Qd	$\gamma = 1,5$			1

Trave		(9-13)	Solaio C	
Predimensionamento				
Altezza	Larghezza	Area	Peso [Kn/mc]	
0,24	0,6	0,14	25	
Carichi		L (m)	Kn/mq	Kn/m
Peso trave		4,6		3,6
Solaio interno		1	4,10	4,1
Pk				7,7
Pd	$\gamma = 1,4$			10,77
Qd	$\gamma = 1,5$			1

Tabella 27: Piano C - Travi interne a spessore (metri e KN/m)

Piano D (copertura):

Trave		(13-14, 9-10, 5-6)	Solaio D	
Predimensionamento				
Altezza	Larghezza	Area	Peso [Kn/mc]	
0,24	0,6	0,14	25	
Carichi		L (m)	Kn/mq	Kn/m
Peso trave		6,25		3,6
Solaio interno		1	4,24	4,24
Pk				7,84
Pd	$\gamma = 1,4$			10,97
Qd	$\gamma = 1,5$			1,03

Trave		(16-17, 1-2)	Solaio D	
Predimensionamento				
Altezza	Larghezza	Area	Peso [Kn/mc]	
0,24	0,6	0,14	25	
Carichi		L (m)	Kn/mq	Kn/m
Peso trave		6,25		3,6
Solaio interno		0,5	4,24	2,12
Pk				5,72
Pd	$\gamma = 1,4$			8,01
Qd	$\gamma = 1,5$			0,52

Trave		(14-15, 10-11, 6-7)	Solaio D	
Predimensionamento				
Altezza	Larghezza	Area	Peso [Kn/mc]	
0,24	0,6	0,14	25	
Carichi		L (m)	Kn/mq	Kn/m
Peso trave		4,5		3,6
Solaio interno		1	4,24	4,24
Pk				7,84
Pd	$\gamma = 1,4$			10,97
Qd	$\gamma = 1,5$			1,03

Trave		(2-3, 17-18)	Solaio D	
Predimensionamento				
Altezza	Larghezza	Area	Peso [Kn/mc]	
0,24	0,6	0,14	25	
Carichi		L (m)	Kn/mq	Kn/m
Peso trave		4,5		3,6
Solaio interno		0,5	4,24	2,12
Pk				5,72
Pd	$\gamma = 1,4$			8,01
Qd	$\gamma = 1,5$			0,52

Trave		(8-9)	Solaio D	
Predimensionamento				
Altezza	Larghezza	Area	Peso [Kn/mc]	
0,24	0,6	0,14	25	
Carichi		L (m)	Kn/mq	Kn/m
Peso trave		2,5		3,6
Solaio interno		1	4,24	4,24
Pk				7,84
Pd	$\gamma = 1,4$			10,97
Qd	$\gamma = 1,5$			1,03

Trave		(12-13, 4-5)	Solaio D	
Predimensionamento				
Altezza	Larghezza	Area	Peso [Kn/mc]	
0,24	0,6	0,14	25	
Carichi		L (m)	Kn/mq	Kn/m
Peso trave		2,5		3,6
Solaio interno		0,5	4,24	2,12
Pk				5,72
Pd	$\gamma = 1,4$			8,01
Qd	$\gamma = 1,5$			0,52

Tabella 28: Piano D - Travi interne a spessore (metri e KN/m)

Colmo:

Trave (14-17)		Solaio D	
Predimensionamento			
Altezza	Larghezza	Area	Peso [Kn/mc]
0,6	0,3	0,18	25
Carichi		L (m)	Kn/mq
Peso trave		3,75	4,5
Solaio interno		5,78	24,48
Fascia piena interna		0,1	0,6
Pk			29,58
Pd	$\gamma = 1,4$		41,42
Qd	$\gamma = 1,5$		5,96

Trave (10-14)		Solaio D	
Predimensionamento			
Altezza	Larghezza	Area	Peso [Kn/mc]
0,6	0,3	0,18	25
Carichi		L (m)	Kn/mq
Peso trave		4,6	4,5
Solaio interno		5,78	24,48
Fascia piena interna		0,1	0,6
Pk			29,58
Pd	$\gamma = 1,4$		41,42
Qd	$\gamma = 1,5$		5,96

Trave (6-10)		Solaio D	
Predimensionamento			
Altezza	Larghezza	Area	Peso [Kn/mc]
0,6	0,3	0,18	25
Carichi		L (m)	Kn/mq
Peso trave		6,15	4,5
Solaio interno		5,78	24,48
Fascia piena interna		0,1	0,6
Pk			29,58
Pd	$\gamma = 1,4$		41,42
Qd	$\gamma = 1,5$		5,96

Trave (2-6)		Solaio D	
Predimensionamento			
Altezza	Larghezza	Area	Peso [Kn/mc]
0,6	0,3	0,18	25
Carichi		L (m)	Kn/mq
Peso trave		4,5	4,5
Solaio interno		5,78	24,48
Fascia piena interna		0,1	0,6
Pk			29,58
Pd	$\gamma = 1,4$		41,42
Qd	$\gamma = 1,5$		5,96

Tabella 29: Piano D - Travi interne alte (metri e KN/m)

Trave (13-16)		Solaio D	
Predimensionamento			
Altezza	Larghezza	Area	Peso [Kn/mc]
0,6	0,3	0,18	25
Carichi		L (m)	Kn/mq
Peso trave		3,75	4,5
Solaio interno		3,24	13,72
Fascia piena interna		0,1	0,6
Pk			18,82
Pd	$\gamma = 1,4$		26,35
Qd	$\gamma = 1,5$		3,34

Trave (1-5)		Solaio D	
Predimensionamento			
Altezza	Larghezza	Area	Peso [Kn/mc]
0,6	0,3	0,18	25
Carichi		L (m)	Kn/mq
Peso trave		4,5	4,5
Solaio interno		3,24	13,72
Fascia piena interna		0,1	0,6
Pk			18,82
Pd	$\gamma = 1,4$		26,35
Qd	$\gamma = 1,5$		3,34

Trave (9-13)		Solaio D	
Predimensionamento			
Altezza	Larghezza	Area	Peso [Kn/mc]
0,6	0,3	0,18	25
Carichi		L (m)	Kn/mq
Peso trave		4,6	4,5
Solaio interno		4,53	19,19
Fascia piena interna		0,1	0,6
Pk			24,29
Pd	$\gamma = 1,4$		34
Qd	$\gamma = 1,5$		4,67

Trave (5-9)		Solaio D	
Predimensionamento			
Altezza	Larghezza	Area	Peso [Kn/mc]
0,6	0,3	0,18	25
Carichi		L (m)	Kn/mq
Peso trave		6,15	4,5
Solaio interno		4,53	19,19
Fascia piena interna		0,1	0,6
Pk			24,29
Pd	$\gamma = 1,4$		34
Qd	$\gamma = 1,5$		4,67

Tabella 30: Piano D - Travi perimetrali sollecitate direttamente (metri e KN/m)

Pilastrri

I pilastrri si predimensionano in funzione di tutti i carichi verticali che gravano su di essi. Il metodo adottato è quello semplificato delle aree di influenza. Per ogni elemento infatti si computa l'area di interesse e calcolarne quindi, in forma più o meno grossolana, il peso considerando sia il contributo dei carichi permanenti che quelli variabili. La sezione del pilastro al piano k è dimensionata quindi secondo la relazione:

$$N_{IK} = \sum_{j=k+1}^n A_{ij} W_{ij} + P_{pij}$$

dove

P_{pij} = peso pilastro

n = numero complessivo dei piani

La normativa italiana, prevede che la sezione di un pilastro soggetto a compressione semplice debba soddisfare la seguente condizione:

$$A_p = \frac{N_{dik}}{0,8 f_{cd}}$$

Considerando che il dimensionamento a compressione semplice non tiene conto della presenza di momento flettente e che il pilastro è soggetto a una rottura di tipo fragile (è bene quindi che non lavori ai limiti delle sue possibilità), conviene amplificare la sezione minima prevista dalla normativa attraverso un coefficiente di sicurezza minore di 0.8, ad esempio 0,7:

$$A_p = \frac{N_{dik}}{0,6 f_{cd}}$$

Nel caso in esame il pilastro più sollecitato a sforzo assiale è il P10 (area d'influenza maggiore):

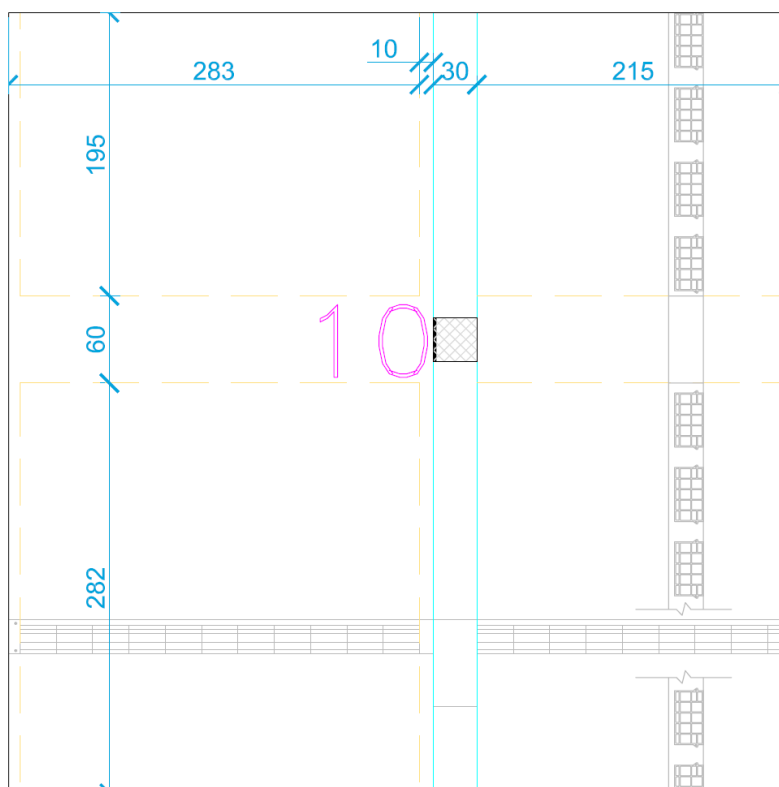


Fig. 29: Area d'influenza pilastro P10

Estensione area di influenza: $A = (2,93+2,05) \cdot (2,1+2,87) = 24,75 \text{ mq}$.
 In prima fase si stimano le dimensioni della sezione pari a **30 cm x 30 cm**.

Stima dei carichi

Il carico ripartito degli elementi strutturali è il seguente:

Elemento	Larghezza (m)	Altezza (m)	Area (m ²)	Peso (KN/m ³)	Peso (KN/m)
Pilastro	0,3	0,3	0,09	25	2,25
Trave alta	0,3	0,6	0,18	25	4,5
Trave a spessore	0,6	0,24	0,14	25	3,6

Tabella 31: Peso distribuito degli elementi strutturali nella zona d'influenza pilastro P10

Ogni piano contribuisce al carico totale del pilastro 10 di base:

Piani A e B (Piano terra e primo piano):

Carico	Influenza (m)	Influenza (m ²)	Peso (KN/m ²)	Peso (KN/m)	Qk (KN)	Qd (KN)
SOLAIO						
Permanente	-	28,89	4,9	-	141,56	198,19
Variabile	-	28,89	2	-	57,78	86,67
TRAVI ALTE						
Trave 9-10	3,13	-	-	4,5	14,09	19,72
Trave 10-11	2,25	-	-	4,5	10,13	14,18
TRAVIA SPESSORE						
Trave 6-10	3,07	-	-	3,6	11,05	15,47
Trave 10-14	2,3	-	-	3,6	8,28	11,59
TOTALE						345,82

Tabella 32: Carichi presenti nell'area di influenza pilastro P10- Piani A e B

Piano C (Sottotetto):

Carico	Influenza (m)	Influenza (m ²)	Peso (KN/m ²)	Peso (KN/m)	Qk (KN)	Qd (KN)
SOLAIO						
Permanente	-	28,89	4,1	-	118,45	165,83
Variabile	-	28,89	1	-	28,89	43,34
TRAVI ALTE						
Trave 9-10	3,13	-	-	4,5	14,09	19,72
Trave 10-11	2,25	-	-	4,5	10,13	14,18
TRAVIA SPESSORE						
Trave 6-10	3,07	-	-	3,6	11,05	15,47
Trave 10-14	2,3	-	-	3,6	8,28	11,59
TOTALE						270,13

Tabella 33: Carichi presenti nell'area di influenza pilastro P10 - Piano C

Piano D (Copertura):

Carico	Influenza (m)	Influenza (m ²)	Peso (KN/m ²)	Peso (KN/m)	Qk (KN)	Qd (KN)
SOLAIO						
Permanente	-	28,89	4,24	-	122,5	171,49
Variabile	-	28,89	1,03	-	29,76	44,64
TRAVIA SPESSORE						
Trave 9-10	3,13	-	-	3,6	11,27	15,78
Trave 10-11	2,25	-	-	3,6	8,1	11,34
TRAVI ALTE						
Trave 6-10	3,07	-	-	4,5	13,82	19,34
Trave 10-14	2,3	-	-	4,5	10,35	14,49
TOTALE						277,08

Tabella 34: Carichi presenti nell'area di influenza pilastro P10 - Piano D

Il pilastro è alto $1+3+3+2,3 = 9,3$ m, quindi il contributo al peso è $9,3 \times 2,25 = 21$ KN .

Il carico complessivo alla base del pilastro P10 sarà quindi:

$$P = 345,82 + 345,82 + 270,13 + 277,08 + 21 = 1260 \text{ KN} .$$

L'area minima necessaria è quindi $A = (1260 \cdot 1000) / (0,6 \cdot 15,78) = 133080 \text{ mm}^2$.

L'area della sezione 300mm x 300mm è 90000 mm^2 , ne consegue che la sezione inizialmente ipotizzata è risultata insufficiente.

Si sceglie quindi la sezione **40cm x 40cm** di area pari a 160000 mm^2 .

Scala

La scala di questo edificio collega il piano terra con il primo piano, e si è scelto il modello di trave a ginocchio.

Problematiche geometriche e funzionali

In prima fase va definita la pedata e l'alzata dei gradini, legate tra loro da un rapporto funzionale connesso al passo dell'uomo espresso dalla relazione

$$2a + p \sim 63$$

con a = alzata e p = pedata, espressi in centimetri.

E' stata considerata $a = 17$ cm (edificio per abitazione), quindi $p = 63 - 2 * 17 = 29$ cm.

Considerando l'altezza di interpiano pari a 300 cm e dividendola per l'alzata, approssimando al valore intero più vicino si ha $300 / 17 = 17,64 = 18$ gradini, **9 per rampa**.

Considerando il flusso di una persona alla volta, si è adottata una rampa larga **100 cm**.

Il pianerottolo intermedio è stato fissato largo pari all'estensione di due rampe, più 10 cm di ringhiera, ovvero **210 cm**.

Il pianerottolo è posizionato a $9 * 17 = 153$ cm dal piano terra.

Lo spessore de pianerottolo è stato posto pari a **20 cm**, mentre la soletta dei gradini è spessa **4 cm**. Sono presenti anche **2 cm** di intonaco per rivestire la soletta e il pianerottolo.

Per ottenere il minimo ingombro in pianta della scala è necessario far coincidere i fili finiti delle pedate della rampa di arrivo e di partenza. Tuttavia ciò non è stato possibile in quanto, per ottenere che le superfici di intradosso delle rampe e dei pianerottoli si sviluppino senza discontinuità e che il corrimano abbia andamento continuo, è stato necessario prevedere uno sfalsamento (s_f) in avanti in pianta di gradini.

Lo sfalsamento dei gradini, lo spessore della soletta della rampa (r) e quello del pianerottolo (s) sono legati tra loro da vincoli geometrici; noti $r = 4 + 2 = 6$ cm e $s = 20 + 2 = 24$ cm, si ha:

$$S_f = 2 \cdot \left(\frac{s \cos(\phi) - r}{\sin(\phi)} \right) - p \quad \text{con} \quad \phi = \arctan\left(\frac{a}{p}\right)$$

In questo caso si ha $\phi = 0,53$ rad = 30° e $s_f = 22$ cm.

Gradini e pianerottolo

Date le luci usuali nei gradini non è necessario effettuare un predimensionamento in quanto la sezione data dai valori dell'alzata e della pedata garantisce sufficientemente la stabilità. Il calcolo si effettua ipotizzando che ciascuno di essi sopporti interamente il carico agente indipendentemente dagli altri gradini, anche se - come precedentemente indicato - si realizza una soletta inferiore che li collega mutuamente e migliora il comportamento strutturale.

Carichi gradino:

Per l'entità dei carichi variabili si è considerato l'ambiente 5 (scale comuni, si veda Fig. 4).

Peso proprio					
Materiale	Larghezza (m)	Area (m ²)	Peso (KN/m ³)	Peso (KN/m ²)	Peso (KN/m)
Gradino	-	0,025	25	-	0,62
Soletta	-	0,013	25	-	0,34
Intonaco (2 cm)	-	0,336	-	0,3	0,10
Marmo pedata (2 cm)	0,320	-	-	0,8	0,26
Allettamento pedata (2 cm)	-	0,006	20	-	0,12
Marmo alzata (2 cm)	0,150	-	-	0,8	0,12
Allettamento alzata (2 cm)	-	0,002	20	-	0,03
TOTALE					1,58
Sovraccarichi variabili					
	Larghezza (m)			Peso (KN/m ²)	Peso (KN/m)
	0,32			4	1,28
Carico concentrato					
	Larghezza (m)			Peso (KN/m)	Peso (KN)
	0,34			0,5	0,17

Tabella 35: Analisi dei carichi per il singolo gradino

Quindi $G_d = 1,58 * 1,4 = 2,21$ KN/m e $Q_d = 1,28 * 1,5 = 1,92$ KN/m .

Carichi pianerottolo:

Si sono considerati i carichi per una larghezza di 1m di pianerottolo:

Peso proprio					
Materiale	Spessore (m)	Larghezza (m)	Peso (KN/m ³)	Peso (KN/m ²)	Peso (KN/m)
Soletta	0,20	1	25	-	5,00
Intonaco (2 cm)	0,02	1	-	0,3	0,30
Rivestimento in marmo (2 cm)	0,02	1	-	0,8	0,80
Allettamento (2 cm)	0,02	1	20	-	0,40
TOTALE					6,50
Sovraccarichi variabili					
	Larghezza (m)			Peso (KN/m ²)	Peso (KN/m)
	1			4	4,00

Tabella 36: Analisi dei carichi per il pianerottolo intermedio

Quindi $G_d = 6,5 * 1,4 = 9,1$ KN/m e $Q_d = 4 * 1,5 = 6$ KN/m . Sulle travi che sorreggono il pianerottolo sarà presente quindi un carico $P_d = 9,1 + 6 = 15,1$ KN/m .

Carichi trave a ginocchio

Il gradino si comporta come una mensola che trasmette alla trave un momento torcente ed un carico verticale che va proiettato lungo la direzione di quest'ultima:

Analisi dei carichi: Scala

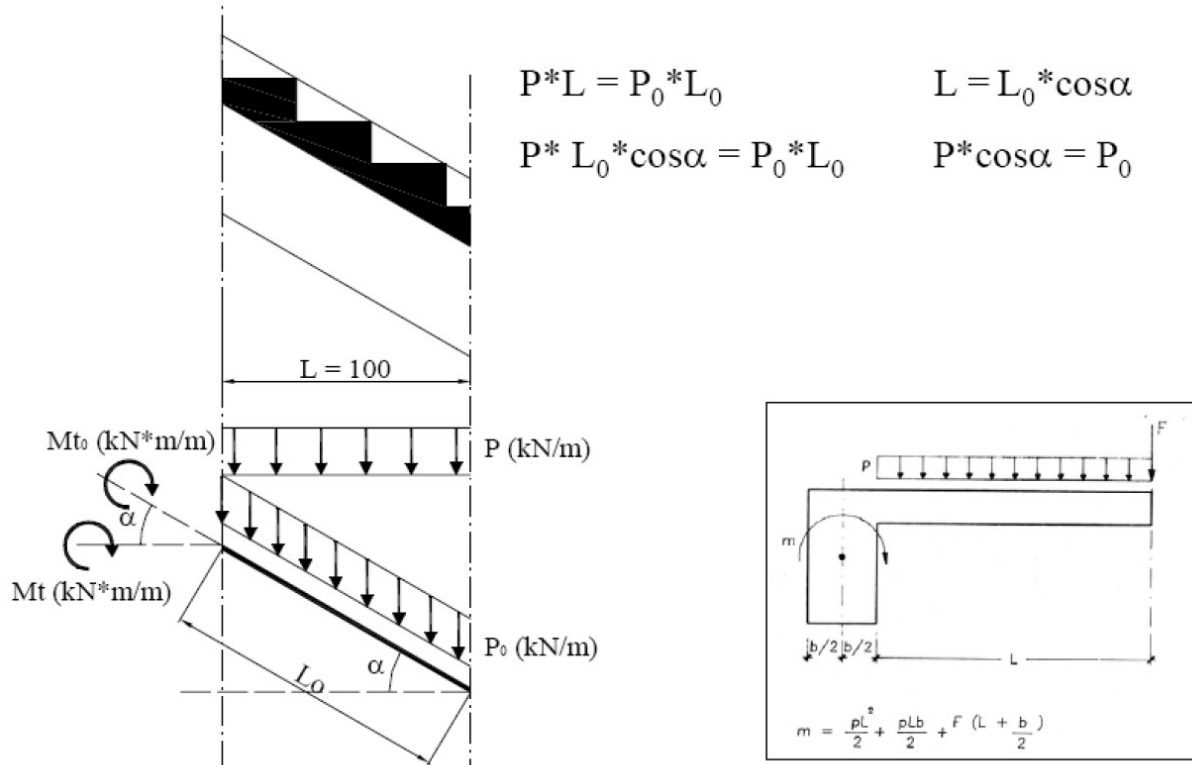


Fig. 30: Schema dei carichi sulla trave a ginocchio

Per il predimensionamento della trave ci si può riferire allo stesso criterio utilizzato per le travi del telaio, ovvero $H = L / (10 \sim 12)$. Considerando anche la presenza di torsione, si è adottata la sezione **30cm x 60cm** (la trave quindi avrà un carico pari a $0,3 \times 0,6 \times 25 = 4,5$ KN/m).

Considerando una porzione di scala profonda 1m, essendo ogni gradino largo 0,34 m, ne saranno presenti **2,94**.

Considerando i carichi precedentemente individuati per il gradino e data la larghezza della rampa pari a 1m, il carico P_0 sulla trave è pari a $P_0 = [(Q_d + G_d) \cdot 1 \cdot 2,94 + 0,5] \cdot \cos(\phi)$

Quindi $P_0 = [(2,21 + 1,92) \cdot 1 \cdot 2,94 + 0,5] \cdot \cos(30^\circ) = 10,9$ KN/m.

Considerando il peso della trave a ginocchio, si ha $P_d = 10,9 + 4,5 = 15,4$ KN/m.

Il momento torcente distribuito che graverà sulla trave a ginocchio è quindi dato da:

$$M_{t0} = \left[\frac{(G_d + Q_d) \cdot L^2}{2} + \frac{(G_d + Q_d) \cdot L \cdot b}{2} + F_d \cdot \left(L + \frac{b}{2} \right) \right] \cdot \cos^2(\phi)$$

con $b = 0,3$ m, si ha $M_{t0} = 6,3$ KN m / m.

Analisi delle sollecitazioni

Per poter effettuare l'analisi delle sollecitazioni negli elementi strutturali è necessario definire il modello di calcolo del telaio da adottare.

Modellazione telaio

La modellazione tridimensionale della struttura è stata eseguita con SAP2000 v.10 e v. 11. Si è proceduto costruendo il telaio spaziale facendo riferimento alle distanze tra gli interassi degli elementi strutturali (pilastri e travi collegati con vincoli di continuità). Laddove siano presenti travi con altezze diverse (o pilastri con sezioni diverse) e quindi con assi sfalsati tra loro, si è posto il nodo ad una quota intermedia tra gli assi oppure, se il contributo all'equilibrio statico della struttura della trave è decisamente prevalente rispetto all'altra che concorre nello stesso nodo, quest'ultimo è stato posto alla quota d'asse della trave più importante (come nel caso di travi alte portanti e travi a spessore). Gli elementi del modello sono stati impostati con le caratteristiche delle sezioni e dei materiali precedentemente predimensionate.

Le fondazioni sono state modellate come incastri ai piedi dei pilastri, poste ad una profondità di 1m sotto il piano terra.

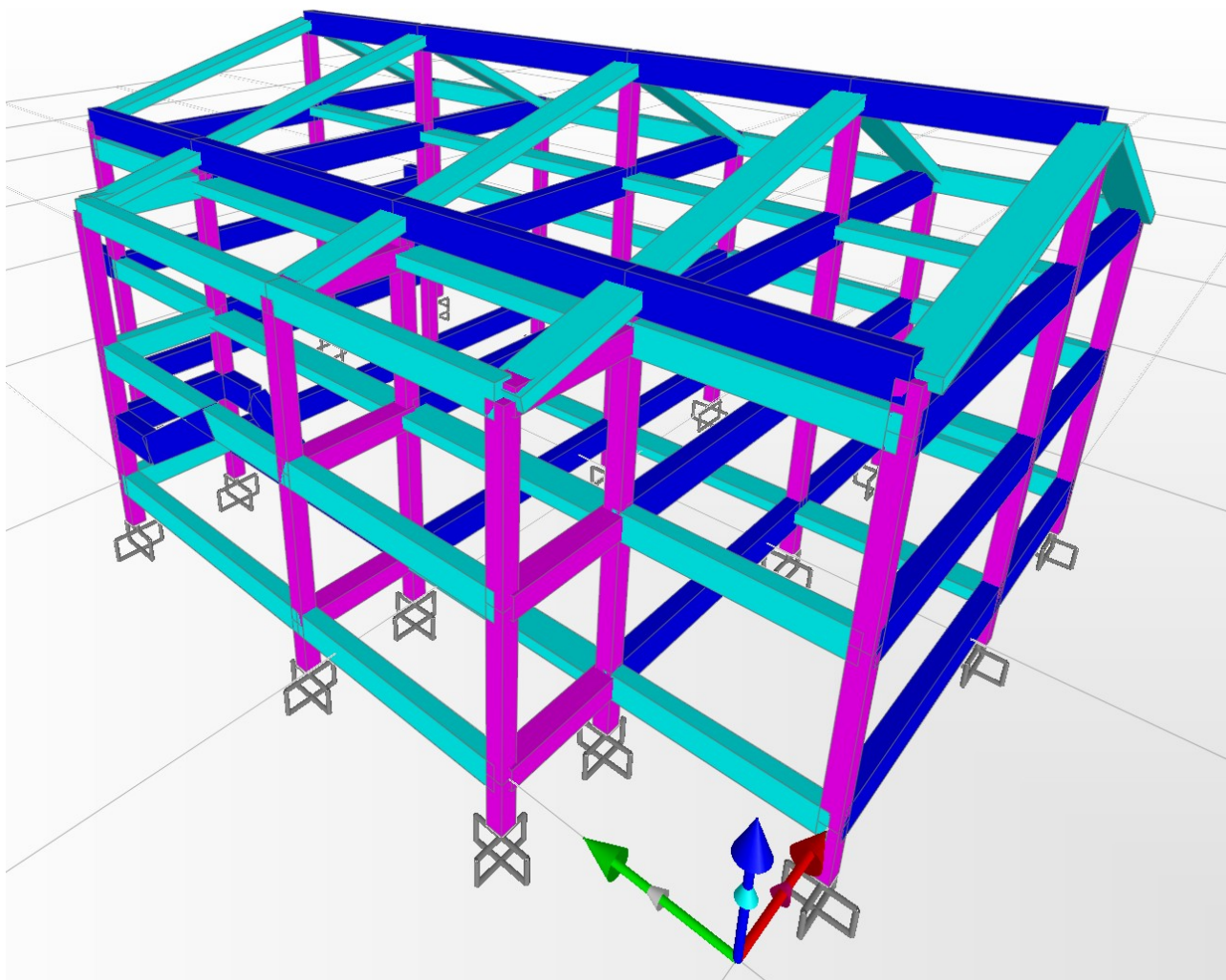


Fig. 31: Rendering della modellazione del telaio in SAP2000 v. 11

Combinazioni di carico

Una volta completata l'analisi dei carichi si carica il modello del telaio in modo da ottenere le sollecitazioni più gravose per lo stato limite ultimo, per i quali i coefficienti di sicurezza sono gli stessi dell'analisi per il solaio (1,4 per i permanenti, 1,5 per i variabili).

Per ottenere i massimi momenti positivi in campata è necessario caricarle in maniera alternata con la regola della "scacchiera".

Si ha quindi che, essendo le travi adiacenti caricate in maniera molto diversa, i rispettivi momenti ai nodi saranno maggiormente squilibrati. Tale squilibrio sarà compensato dai momenti in testa ai pilastri e quindi in linea di massima si ottengono anche le sollecitazioni flettenti maggiori per i pilastri.

Per ottenere i massimi momenti negativi nei nodi andrebbero caricate le campate adiacenti al nodo per riprendere la scacchiera, ma è un'inutile complicazione non considerata nel modello.

Per considerare gli sforzi normali maggiori nei pilastri la condizione di carico da considerare ovviamente è quella nella quale sono presenti tutti i carichi contemporaneamente.

La scala è stata modellata esternamente applicando direttamente sulla trave a ginocchio il momento torcente distribuito e il carico P_0 precedentemente determinato. Dato che il pianerottolo appoggia su tre lati, esso è stato ritenuto sufficientemente rigido e quindi non trasmetterà alla trave i momenti torcenti.

In sintesi, sono stati definiti in SAP2000 i seguenti casi di carico:

- *PERM*: per tutti i carichi permanenti
- *VAR1*: per la prima combinazione a scacchiera
- *VAR2*: per la seconda combinazione a scacchiera

e le seguenti combinazioni di carico:

- *COMB1*: PERM + VAR1 (somma)
- *COMB2*: PERM + VAR2 (somma)
- *COMB3*: PERM + VAR1 + VAR2 (somma)
- *ENV*: COMB1 + COMB2 + COMB3 (involuppo)

Per semplicità son stati posti pari a 1 i coefficienti di combinazione.

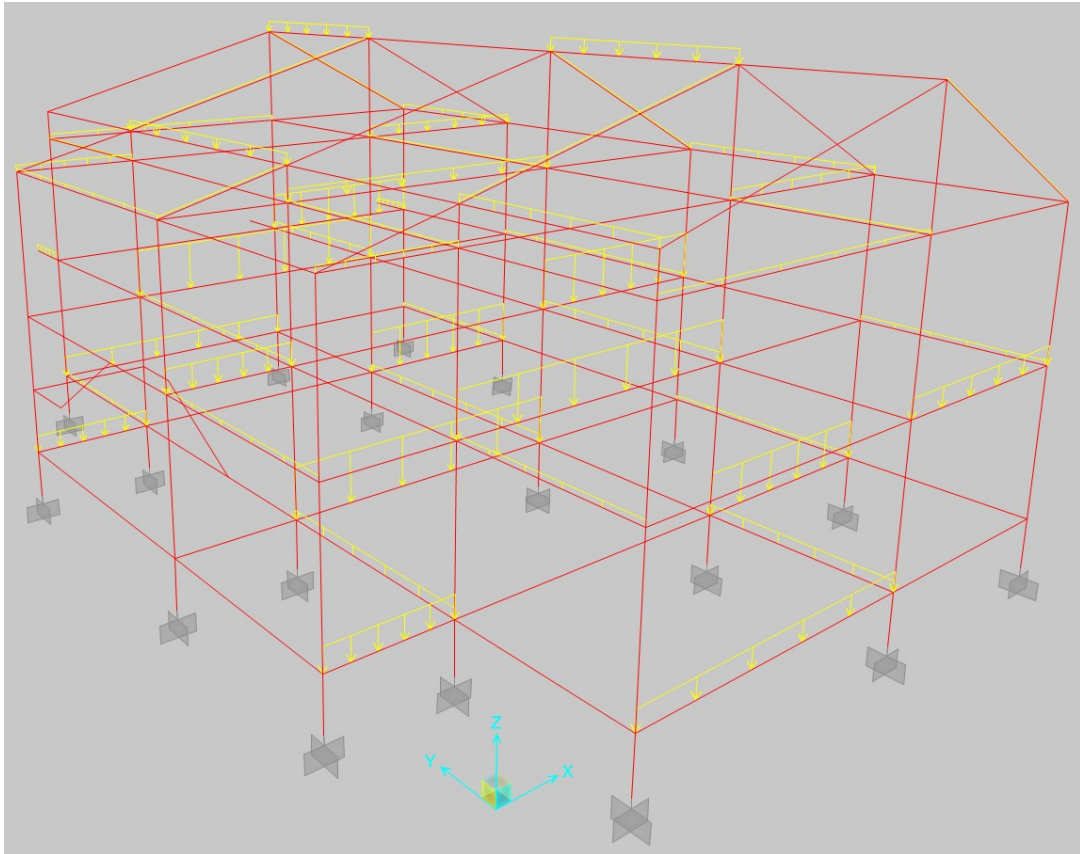


Fig. 32: Combinazione a scacchiera dei carichi - caso VAR1

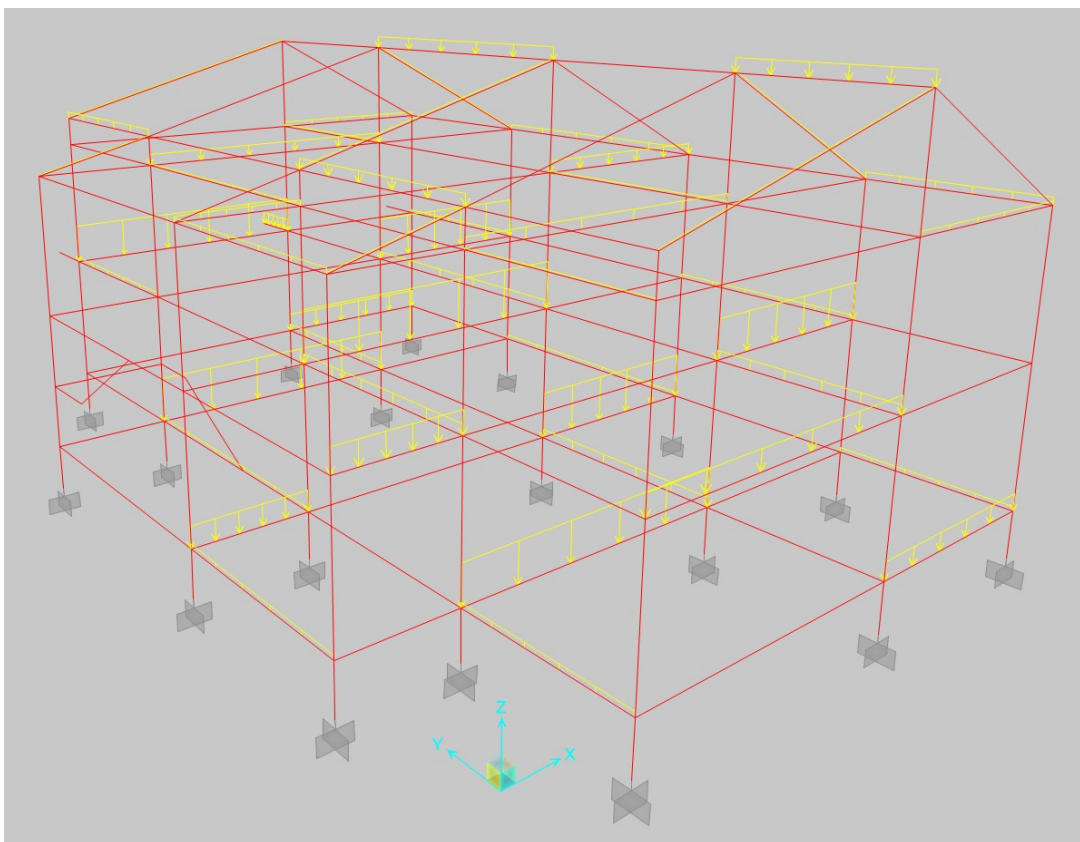


Fig. 33: Combinazione a scacchiera dei carichi - caso VAR2

Diagrammi di calcolo

Lanciata l'analisi sono stati ottenuti questi diagrammi (in forma qualitativa per la travata principale 8-9-10-11 e per la 2-6-10-14-17):

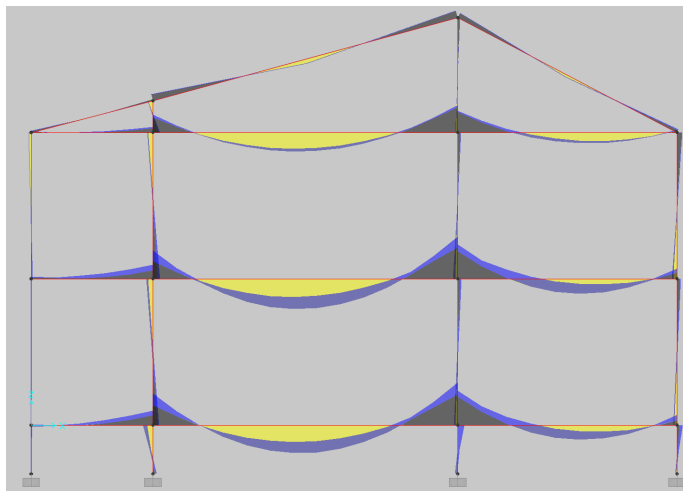


Fig. 34: Andamento momento travata 8-9-10-11

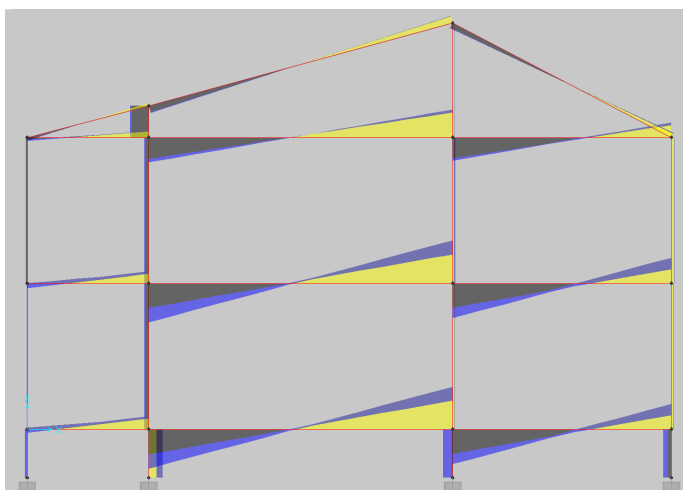


Fig. 35: Andamento taglio travata 8-9-10-11

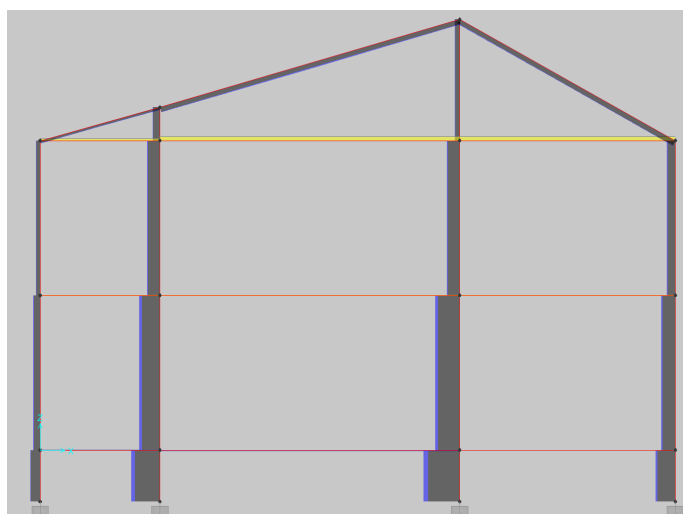


Fig. 36: Andamento sforzo assiale travata 8-9-10-11

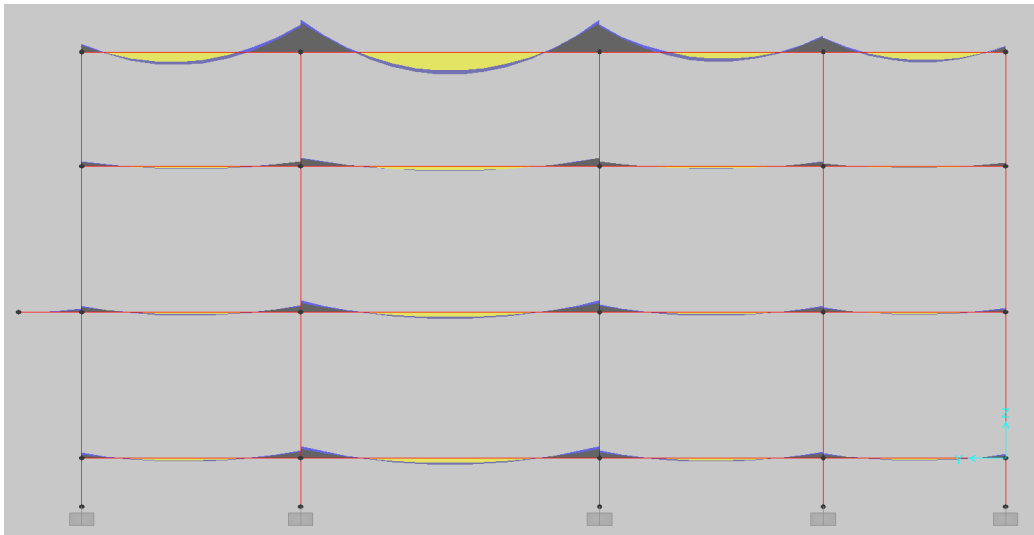


Fig. 37: Andamento momento travata 2-6-10-14-17

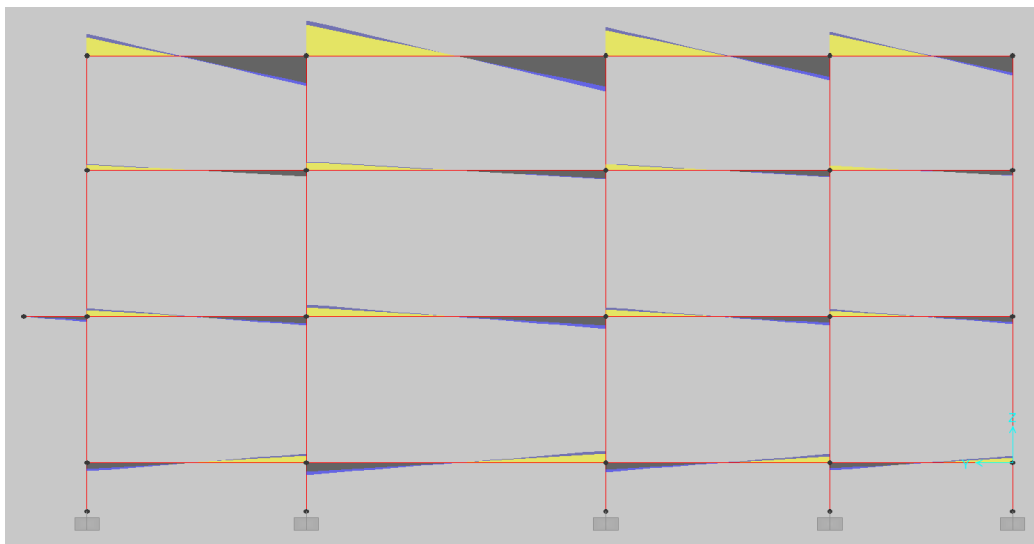


Fig. 38: Andamento taglio travata 2-6-10-14-17

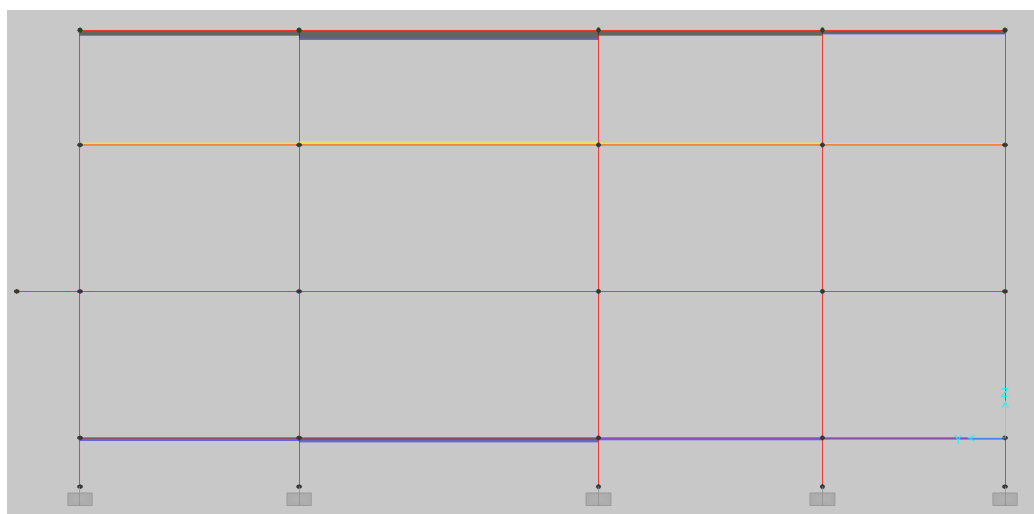


Fig. 39: Andamento sforzo assiale travata 2-6-10-14-17

Dimensionamenti

Dopo l'analisi delle sollecitazioni si è proceduto al dimensionamento degli elementi strutturali del telaio (scala, travi, pilastri, fondazioni).

Travi

Modelli di calcolo

Una volta calcolati i diagrammi delle sollecitazioni del solaio tramite l'utilizzo del SAP2000 si possono progettare le armature delle travi. La normativa D.M. 09/01/96 p. 4.2.2.3.3. afferma che occorre, a causa dell'interazione tra taglio e flessione, traslare il diagramma dei momenti di un valore pari a:

$$a_1 = 0.9 d (1 - \cotg \alpha)$$

dove α è l'angolo d'inclinazione delle armature di taglio.

Nel caso specifico verranno usate, come armature di taglio, solo staffe, quindi con $\alpha = 90^\circ$, $\cotg \alpha = 0$, $a = 0.9 d$.

Armatura longitudinale

La normativa (D.M. 09/01/96, par.7) fornisce anche alcune indicazioni sul predimensionamento minimo delle armature longitudinali. Alle estremità delle travi infatti deve essere disposta un'armatura inferiore in grado di assorbire allo stato limite ultimo uno sforzo di trazione pari al taglio:

$$A_{fmin} = \frac{T_d}{f_{yd}}$$

La percentuale di armatura, in zona tesa, deve rispettare il seguente minimo per barre ad aderenza migliorata:

$$A_{fmin} = 0.30\% A_b$$

dove A_b è l'area della sezione in calcestruzzo.

Per quanto riguarda i nodi intermedi trave-pilastro si deve rispettare (secondo quanto prescritto dall'Eurocodice 2) un quantitativo di armatura inferiore non inferiore a:

$$A_{f,inf} \geq 0.25 A_{f,campata}$$

Il progetto dell'area minima delle armature longitudinali delle travi viene calcolata con la seguente formula già usata per le armature del solaio:

$$A_{long,min} = \frac{M_d}{0.9 d f_{yd}}$$

Anche nelle zone dove la sezione non è sottoposta a trazione è opportuno disporre di

armature. In una trave infatti devono essere sempre presenti sia superiormente che inferiormente un numero di correnti (anche detti reggi-staffe) pari a quello delle braccia delle staffe che si impiegano.

Una volta calcolati i minimi suddetti, si procede alla scelta dei ferri in maniera tale che l'area effettiva dell'armatura risulti maggiore della richiesta delle sollecitazioni.

La distanza tra due tondini accostati non deve essere superiore al diametro del tondino stesso o a 2 cm.

Per determinare l'effettiva lunghezza dei ferri si deve calcolare il momento resistente della sezione tramite l'inversione della formula per il calcolo dell'area minima, inserendo al posto di quest'ultima l'area effettiva e giungendo alla lunghezza dei ferri confrontando tale momento resistente con il momento di calcolo.

Lunghezza di ancoraggio

E' importante considerare nella lunghezza delle armature un valore di ancoraggio per il passaggio delle tensioni tra calcestruzzo e ferri:

$$L_b = \frac{f_{yd} \cdot \phi}{4 f_{bd}}$$

dove f_{bd} è la resistenza di aderenza tra calcestruzzo e ferro.

La lunghezza di ancoraggio non può comunque essere inferiore a 20 diametri o a 15 cm. Per motivi di sicurezza viene usata la relazione approssimata $L_b = 40 \phi$.

Dove non c'è spazio i ferri vengono opportunamente piegati di un valore che ci consente di arrivare alla lunghezza di ancoraggio minima.

Per lunghezze troppo elevate i ferri vengono spezzati dove il momento di calcolo è nullo e sovrapposti di una lunghezza pari a L_b .

Staffe

La procedura per il progetto delle armature a taglio si riassume in:

- Verifica della biella compressa:
 $V_{dmax} > V_u = 0,3 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$
- Calcolo del taglio portato dal calcestruzzo:
 $V_{cu} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$
- Calcolo del quantitativo minimo di armatura a taglio previsto dalla normativa:
 $(A_{sw}/s)_{min} = 1,5 \cdot b_w$
- Ipotesizzato il diametro delle staffe si calcola l'area A_{sw} corrispondente a quest'ultimo e si determina il passo delle staffe sfruttando il rapporto dato dalla relazione precedente. La normativa richiede che il passo rispetti le prescrizioni:
 $s < \min(0,33; 0,8d)$ (sempre)
 $s < 12 \phi_{L,min}$ (per una distanza d intorno agli appoggi e carichi concentrati)
- Calcolo del taglio portato dalle staffe
 $V_{su} = 0,9d \cdot f_{yd} \cdot A_{sw}/s$
- Calcolo del taglio resistente della sezione armata con A_{sw}/s tramite:
 $V_{ru} = \min(V_c + V_{su}; 2V_{su})$

Di seguito si deve confrontare quest'ultimo valore del taglio con il taglio agente nelle

sezioni e si prospettano due possibilità: se $V_{ru}(\min) > V_d$, allora il passo scelto per le staffe è corretto; di contro, se $V_{ru}(\min) < V_d$, si deve provvedere all'infittimento del passo delle staffe; solitamente questa è una situazione riscontrabile nelle zone degli appoggi.

Armature

In questo progetto si sono dimensionate le travi corrispondenti alla travata più sollecitata (8-9-10-11) e le travi di colmo della copertura.

Piano A (piano terra):

Sezione		Md	Td	As (md)	As (Td)	As minima	14	20	As eff (mm ²)	M resistente
Pil 8	Sup	-8,6		42,98		540	4	0	615,44	-123,13
	Inf		19		0	135	4	0	615,44	
Pil 9	Sup	-162		809,72		809,72	4	1	929,44	-185,95
	Inf		202		517,95	517,95	4	0	615,44	
Pil 10	Sup	-218		1089,62		1089,62	4	2	1243,44	-248,78
	Inf		218		558,97	558,97	4	0	615,44	
Pil 11	Sup	-52		259,91		540	4	0	615,44	-123,13
	Inf		130		333,33	333,33	4	0	615,44	
A	Sup					0	4	0	615,44	123,13
	Inf	2,6	0	13	0	540	4	0	615,44	
B	Sup					0	4	0	615,44	
	Inf	143	0	714,75	0	714,75	4	1	929,44	185,95
C	Sup					0	4	0	615,44	
	Inf	74	0	369,87	0	540	4	1	929,44	185,95

Tabella 37: Armature longitudinali trave piano terra 8-9-10-11

Verifica bielle compresse				Portato dal calcestruzzo			(Asw/s) min	Φ staffe
Cls	Fcd	Vu (KN)	Vd agente	Fctd	δ	Vc (KN)	(cm ² /m)	10
Rck 30	15,79	810	0	1,15	1	118,01	3,14	157

Passo		Passo staffe				
0,8*d	33 cm	S (m)	S eff (m)	Vsu (KN)	V rd (KN) min	
45,6	33	34,89	30	104,7	209,41	

Sezione		Vsu min (KN)	Asw/s [cm ² /m]	S (cm)	12 Φ min (cm)	Effettiva
Pilastro 8	Sx					
	Dx	-99,01	9,5	47,48	330,64	16,8

Sezione		Vsu min (KN)	Asw/s [cm ² /m]	S (cm)	12 Φ min (cm)	Effettiva
Pilastro 9	Sx	-50,01	34	169,94	92,39	16,8
	Dx	83,99	101	504,82	31,1	16,8

Sezione		Vsu min (KN)	Asw/s [cm ² /m]	S (cm)	12 Φ min (cm)	Effettiva
Pilastro 10	Sx	99,99	109	544,81	28,82	16,8
	Dx	61,99	90	449,84	34,9	16,8

Sezione		Vsu min (KN)	Asw/s [cm ² /m]	S (cm)	12 Φ min (cm)	Effettiva
Pilastro 11	Sx	11,99	65	324,89	48,32	16,8
	Dx					

Tabella 38: Armature trasversali travi piano terra 8-9-10-11

Piano B (primo piano):

Sezione		Md	Td	As (md)	As (Td)	As minima	14	20	As eff (mm ²)	M resistente
Pil 8	Sup	-12		59,98		540	4	0	615,44	-123,13
	Inf		25		64,1	135	4	0	615,44	
Pil 9	Sup	-142		709,75		709,75	4	1	929,44	-185,95
	Inf		200		512,82	512,82	4	0	615,44	
Pil 10	Sup	-217		1084,62		1084,62	4	2	1243,44	-248,78
	Inf		221		566,67	566,67	4	0	615,44	
Pil 11	Sup	-53		264,91		540	4	0	615,44	-123,13
	Inf		131		335,9	335,9	4	0	615,44	
A	Sup			0		540	4	0	615,44	-123,13
	Inf		0	0	0	540	4	0	615,44	
B	Sup					0	4	0	615,44	
	Inf	155	0	774,73	0	774,73	4	1	929,44	185,95
C	Sup					0	4	0	615,44	
	Inf	76	0	379,87	0	540	4	1	929,44	185,95

Tabella 39: Armature longitudinali trave primo piano 8-9-10-11

Verifica bielle compresse			Portato dal calcestruzzo				(Asw/s) min	Φ staffe
Cls	Fcd	Vu (KN)	Vd agente	Fctd	δ	Vc (KN)	(cm ² /m)	10
Rck 30		810	0	1,15	1	118,01	3,14	157

Passo		Passo staffe				
0,8*d	33 cm	S (m)	S eff (m)	Vsu (KN)	V rd (KN) min	
45,6	33	34,89	30	104,7	209,41	222,72

Sezione		Vsu min (KN)	Asw/s [cm ² /m]	S (cm)	12 Φ min (cm)	Effettiva
Pilastro 8	Sx	-93,01	12,5	62,48	251,29	16,8
	Dx					16

Sezione		Vsu min (KN)	Asw/s [cm ² /m]	S (cm)	12 Φ min (cm)	Effettiva
Pilastro 9	Sx	-57,01	30,5	152,45	102,99	16,8
	Dx	81,99	100	499,83	31,41	16,8

Sezione		Vsu min (KN)	Asw/s [cm ² /m]	S (cm)	12 Φ min (cm)	Effettiva
Pilastro 10	Sx	102,99	110,5	552,31	28,43	16,8
	Dx	60,99	89,5	447,34	35,1	16,8

Sezione		Vsu min (KN)	Asw/s [cm ² /m]	S (cm)	12 Φ min (cm)	Effettiva
Pilastro 11	Sx	12,99	65,5	327,39	47,96	16,8
	Dx					16

Tabella 40: Armature trasversali travi primo piano 8-9-10-11

Piano C (sottotetto):

Sezione	Md	Td	As (md)	As (Td)	As minima	14	20	As eff (mm ²)	M resistente
Pil 8	Sup	-6,5	32,49		540	4	0	615,44	-123,13
	Inf			19	48,72	3	0	461,58	
Pil 9	Sup	-92	459,84		540	4	0	615,44	-123,13
	Inf			128	328,21	3	0	461,58	
Pil 10	Sup	-141	704,75		704,75	5	0	769,3	-153,91
	Inf			144	369,23	3	0	461,58	
Pil 11	Sup	-14	69,98		540	4	0	615,44	-123,13
	Inf			78	200	3	0	461,58	
A	Sup				0	3	0	461,58	123,13
	Inf	2,3	0	11,5	0	4	0	615,44	
B	Sup				0	3	0	461,58	
	Inf	98	0	489,83	0	4	0	615,44	123,13
C	Sup				0	3	0	461,58	
	Inf	55	0	274,9	0	4	0	615,44	123,13

Tabella 41: Armature longitudinali trave sottotetto 8-9-10-11

Verifica bielle compresse				Portato dal calcestruzzo			(Asw/s) min	Φ staffe
Cls	Fcd	Vu (KN)	Vd agente	Fctd	δ	Vc (KN)	(cm ² /m)	10
Rck 30	264,91	810	0	1,15	1	118,01	3,14	157

Passo		Passo staffe				
0,8*d	33 cm	S (m)	S eff (m)	Vsu (KN)	V rd (KN) min	
45,6	33	34,89	30	104,7	209,41	222,72

Sezione	Vsu min (KN)	Asw/s [cm ² /m]	S (cm)	12 Φ min (cm)	Effettiva		
Pilastro 8	Sx	-99,01	9,5	47,48	330,64	16,8	16
	Dx						

Sezione	Vsu min (KN)	Asw/s [cm ² /m]	S (cm)	12 Φ min (cm)	Effettiva		
Pilastro 9	Sx	-86,01	16	79,97	196,32	16,8	16
	Dx	9,99	64	319,89	49,08	16,8	16

Sezione	Vsu min (KN)	Asw/s [cm ² /m]	S (cm)	12 Φ min (cm)	Effettiva		
Pilastro 10	Sx	25,99	72	359,87	43,63	16,8	16
	Dx	1,99	60	299,9	52,35	16,8	16

Sezione	Vsu min (KN)	Asw/s [cm ² /m]	S (cm)	12 Φ min (cm)	Effettiva		
Pilastro 11	Sx	-40,01	39	194,93	80,54	16,8	16
	Dx						

Tabella 42: Armature trasversali trave sottotetto 8-9-10-11

Piano D (copertura):

Sezione		Md	Td	As (md)	As (Td)	As minima	14	20	As eff (mm ²)	M resistente
Pil 8	Sup	-8,5		115,32		432	4	0	615,44	-123,13
	Inf		15		38,46	108	4	0	615,44	
Pil 9	Sup	-36		488,4		432	4	0	615,44	-123,13
	Inf		37		94,87	108	4	0	615,44	
Pil 10	Sup	-40		542,67		432	4	0	615,44	-123,13
	Inf		38		97,44	108	4	0	615,44	
Pil 11	Sup	-18		244,2		432	4	0	615,44	-123,13
	Inf		25		64,1	108	4	0	615,44	
A	Sup					0	4	0	615,44	123,13
	Inf	2,3	0	31,2	0	432	4	0	615,44	
B	Sup					0	4	0	615,44	
	Inf	23	0	312,03	0	432	4	0	615,44	123,13
C	Sup					0	4	0	615,44	
	Inf	13	0	176,37	0	432	4	0	615,44	123,13

Tabella 43: Armature longitudinali trave copertura 8-9-10-11

Verifica bielle compresse			Portato dal calcestruzzo				(Asw/s) min	Φ staffe
Cls	Fcd	Vu (KN)	Vd agente	Fctd	δ	Vc (KN)	(cm ² /m)	10
Rck 30		14742	15	1,15	1	86,96	3,14	157

(staffe a 4 braccia)

Passo		Passo staffe				
0,8*d	33 cm	S (m)	S eff (m)	Vsu (KN)	V rd (KN) min	
16,8	33	17,44	30	104,7	296,36	296,36

Sezione		Vsu min (KN)		Asw/s [cm ² /m]	S (cm)	12 Φ min (cm)	Effettiva
Pilastro 8	Sx	-71,96	7,5	37,49	418,81	16,8	16
	Dx						

Sezione		Vsu min (KN)		Asw/s [cm ² /m]	S (cm)	12 Φ min (cm)	Effettiva
Pilastro 9	Sx	-71,96	7,5	37,49	418,81	16,8	16
	Dx	-49,96	18,5	92,47	169,79	16,8	16

Sezione		Vsu min (KN)		Asw/s [cm ² /m]	S (cm)	12 Φ min (cm)	Effettiva
Pilastro 10	Sx	-48,96	19	94,97	165,32	16,8	16
	Dx	-57,96	14,5	72,47	216,63	16,8	16

Sezione		Vsu min (KN)		Asw/s [cm ² /m]	S (cm)	12 Φ min (cm)	Effettiva
Pilastro 11	Sx	-61,96	12,5	62,48	251,29	16,8	16
	Dx						

Tabella 44: Armature trasversali trave copertura 8-9-10-11

Sezione		Md	Td	As (md)	As (Td)	As minima	14	20	As eff (mm ²)	M resistente
Pil 2	Sup	-33		164,94		540	4	0	615,44	-123,13
	Inf		91		0	135	2	0	307,72	
Pil 6	Sup	-134		669,77		669,77	2	2	935,72	-187,21
	Inf		146		374,36	374,36	3	0	461,58	
Pil 10	Sup	-132		659,77		659,77	3	1	775,58	-155,17
	Inf		145		371,79	371,79	3	0	461,58	
Pil 14	Sup	-67		334,88		540	4	0	615,44	-123,13
	Inf		101		258,97	258,97	2	0	307,72	
Pil 17	Sup	-25		124,96		540	4	0	615,44	-123,13
	Inf		80		205,13	205,13	2	0	307,72	
A	Sup					0	2	0	307,72	123,13
	Inf	54	0	269,91	0	540	4	0	615,44	
B	Sup					0	2	0	307,72	
	Inf	93	0	464,84	0	540	4	0	615,44	123,13
C	Sup					0	2	0	307,72	
	Inf	40	0	199,93	0	540	4	0	615,44	123,13
D	Sup					0	2	0	307,72	
	Inf	43	0	214,92	0	540	4	0	615,44	123,13

Tabella 45: Armature longitudinali trave di colmo 2-6-10-14-17

Verifica bielle compresse			Portato dal calcestruzzo			(Asw/s) min	Φ staffe
Clc	Fcd	Vu (KN)	Fctd	δ	Vc (KN)	(cm ² /m)	10
Rck 30	15,79	810	1,15	1	118,01	3,14	157

Passo		Passo staffe				
0,8*d	33 cm	S (m)	S eff (m)	Vsu (KN)	V rd (KN) min	
45,6	33	34,89	30	104,7	209,41	222,72

Sezione		Vsu min (KN)	Asw/s [cm ² /m]	S (cm)	12 Φ min (cm)	Effettiva
Pilastro 2	Sx					
	Dx	-27,01	45,5	227,42	69,04	16,8

Sezione		Vsu min (KN)	Asw/s [cm ² /m]	S (cm)	12 Φ min (cm)	Effettiva
Pilastro 6	Sx	6,99	62,5	312,39	50,26	16,8
	Dx	27,99	73	364,87	43,03	16,8

Sezione		Vsu min (KN)	Asw/s [cm ² /m]	S (cm)	12 Φ min (cm)	Effettiva
Pilastro 10	Sx	26,99	72,5	362,37	43,33	16,8
	Dx	0,99	59,5	297,4	52,79	16,8

Sezione		Vsu min (KN)	Asw/s [cm ² /m]	S (cm)	12 Φ min (cm)	Effettiva
Pilastro 14	Sx	-17,01	50,5	252,41	62,2	16,8
	Dx	-20,01	49	244,91	64,1	16,8

Sezione		Vsu min (KN)	Asw/s [cm ² /m]	S (cm)	12 Φ min (cm)	Effettiva
Pilastro 17	Sx	-38,01	40	199,93	78,53	16,8
	Dx					

Tabella 46: Armature trasversali trave di colmo 2-6-10-14-17

Momenti resistenti

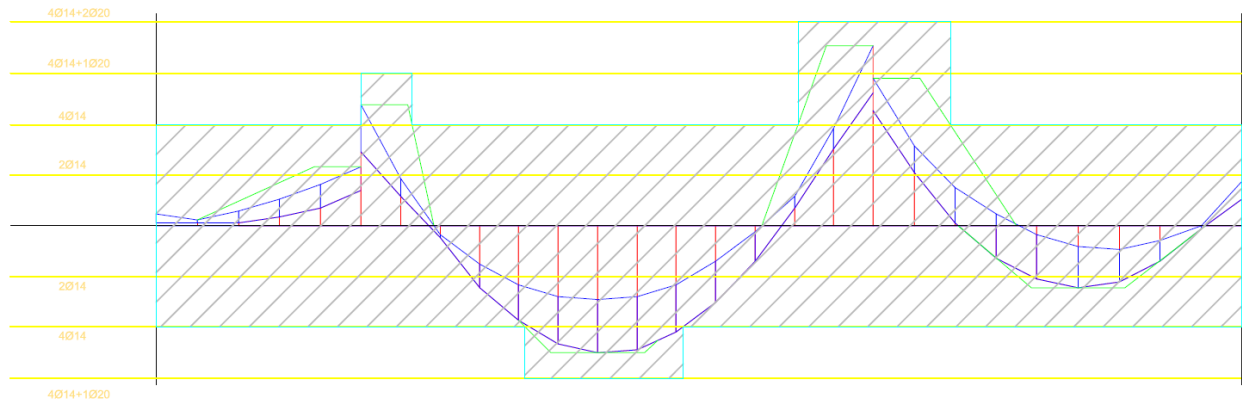


Fig. 40: Momenti resistenti - travi piano terra e primo piano

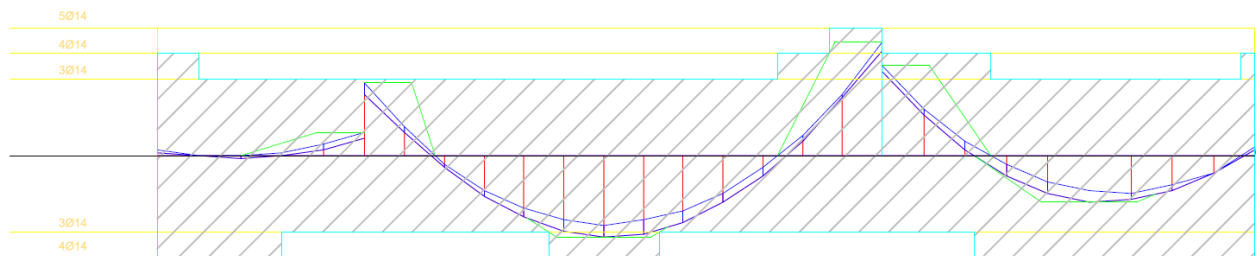


Fig. 41: Momenti resistenti - trave sottotetto

Dove non è presente la rappresentazione grafica del momento resistente il momento agente è notevolmente inferiore a quello resistente e quindi fuori scala.

Verifica delle sezioni

Tramite il software EC2 sono state effettuate le verifiche delle sezioni dimensionate (travatura principale):

Piano terra

Sezione	h (cm)	Md (KNm)	MRd (KNm)	M/MRd	Deformazioni			Verificata
					eps c sup	eps s inf	asse neutro	
Pil 8	60	-8,6	-130,7	0,0658	-0,0100	0,0015	7,3 cm	SI
Pil 9	60	-162	-197,3	0,8212	-0,0100	0,0018	8,7 cm	SI
Pil 10	60	-218	-262,3	0,8312	-0,0100	0,0021	9,8 cm	SI
Pil 11	60	-52	-130,7	0,3979	-0,0100	0,0015	7,3 cm	SI
A	60	2,6	130,4	0,0199	0,0016	-0,0100	7,8 cm	SI
B	60	143	195,6	0,7312	0,0021	-0,0100	10,0 cm	SI
C	60	74	131,7	0,5621	0,0016	-0,0100	7,9 cm	SI

Tabella 47: Riassunto verifiche travatura 8-9-10-11 - piano terra

Primo piano

Sezione	h (cm)	Md (KNm)	MRd (KNm)	M/MRd	Deformazioni			Verificata
					eps c sup	eps s inf	asse neutro	
Pil 8	60	-12	-130,4	0,09	-0,0100	0,0016	7,8 cm	SI
Pil 9	60	-142	-197,3	0,72	-0,0100	0,0018	8,7 cm	SI
Pil 10	60	-217	-230	0,94	-0,0100	0,0018	8,6 cm	SI
Pil 11	60	-53,0	-130,8	0,41	-0,0100	0,0014	6,9 cm	SI
A	60		258,4	0	0,0028	-0,0100	12,3 cm	SI
B	60	155	195,6	0,79	0,0021	-0,0100	10,0 cm	SI
C	60	76	131,7	0,58	0,0016	-0,010	7,9 cm	SI

Tabella 48: Riassunto verifiche travatura 8-9-10-11 - primo piano

Sottotetto

Sezione	h (cm)	Md (KNm)	MRd (KNm)	M/MRd	Deformazioni			Verificata
					eps c sup	eps s inf	asse neutro	
Pil 8	60	-6,5	-129,9	0,05	-0,0100	0,0017	8,4 cm	SI
Pil 9	60	-92	-131,6	0,6990	-0,0100	0,0016	7,9 cm	SI
Pil 10	60	-141	-195,9	0,72	-0,0100	0,0021	10,0 cm	SI
Pil 11	60	-14	-129,9	0,11	0,0100	0,0017	8,4 cm	SI
A	60	2,3	255,1	0,01	0,0033	-0,0100	14,1 cm	SI
B	60	98	131,2	0,7468	0,0017	-0,0100	8,5 cm	SI
C	60	55	129,9	0,42	0,0017	0,0017	8,4 cm	SI

Tabella 49: Riassunto verifiche travatura 8-9-10-11 - sottotetto

Copertura

Sezione	h (cm)	Md (KNm)	MRd (KNm)	M/MRd	Deformazioni			Verificata
					eps c sup	eps s inf	asse neutro	
Pil 8	24	-8,5	-35,5	0,24	-0,01	0	3,3 cm	SI
Pil 9	24	-36	-46,6	0,77	-0,01	0	3,8 cm	SI
Pil 10	24	-40	-47,1	0,85	-0,01	0	3,8 cm	SI
Pil 11	24	-18	-35,5	0,51	0,01	0	3,3 cm	SI
A	24	2,3	35,5	0,0647	0	-0,0100	3,3 cm	SI
B	24	23	35,5	0,65	0,0019	-0,01	3,3 cm	SI
C	24	13	35,5	0,3659	0	-0,01	3,3 cm	SI

Tabella 50: Riassunto verifiche travatura 8-9-10-11 - copertura

Verifica allo stato limite ultimo sezione più sollecitata

Introduzione

La verifica allo SLU di una sezione di cls viene effettuata nel terzo stadio, ossia in quel tratto del diagramma curvatura-momento caratteristico della sezione nel quale si ha lo snervamento dei materiali e nel quale la fessurazione è oramai avvenuta.

Per il calcolo si fanno delle ipotesi semplificative, come la *perfetta aderenza* tra calcestruzzo e i ferri di armatura e la *conservazione delle sezioni piane*.

Nelle condizioni che si hanno in questo tratto i materiali che hanno superato il limite di snervamento e hanno quindi superato il ramo elastico: si adottano quindi i diagrammi di calcolo forniti dalle normative. Per il calcestruzzo si adotta il diagramma “parabola rettangolo”, nel quale si considera che il cls in questa situazione reagisca a sola compressione. Al contrario il diagramma di calcolo dell'acciaio considera il materiale agente in egual modo sia a trazione che a compressione.

Si hanno i seguenti valori caratteristici di deformazione:

Calcestruzzo

$$\epsilon_{cu} = 3,5 \cdot 10^{-3}$$

Acciaio

$$\epsilon_{sy} = 1,9 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{su} = 10^2$$

Si possono quindi disegnare le regioni di rottura che per flessione semplice sono tre.

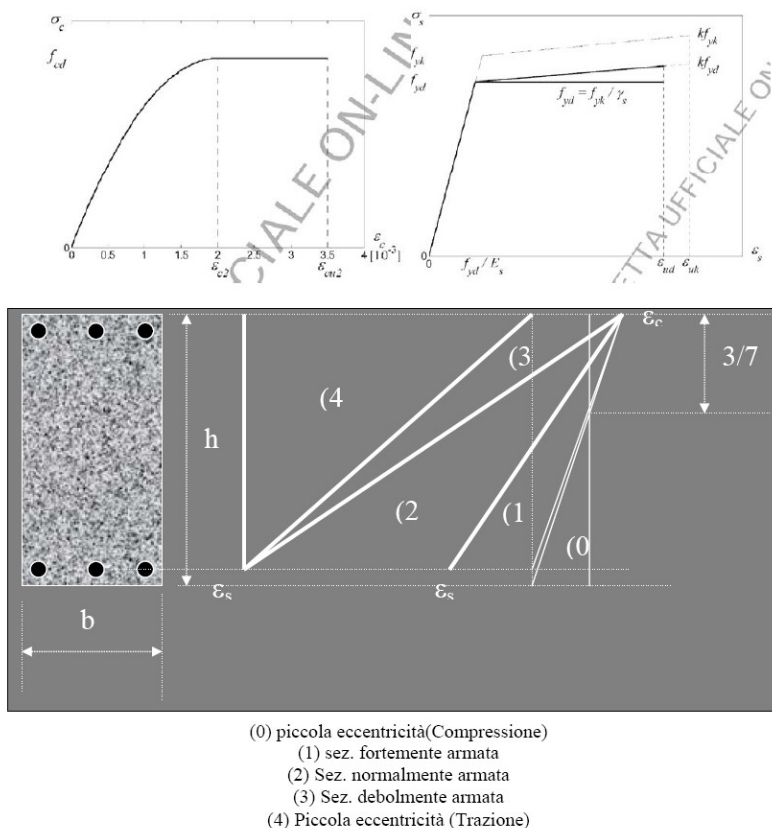


Fig. 42: Diagrammi di calcolo e regioni di rottura

- **Regione 1:** in questa regione c'è rottura dovuta al calcestruzzo che ha superato la sua deformazione limite. Questo tipo di rottura è da evitare, data la natura del collasso nel calcestruzzo che è di tipo fragile, non garantendo quindi un aumento di resistenza per successivo incrudimento.
- **Regione 2:** c'è sempre rottura per collasso del calcestruzzo, ma in questo caso anche l'acciaio delle armature supera la deformazione di snervamento.
- **Regione 3:** si ha collasso per superamento della deformazione limite delle armature, mentre il calcestruzzo non arriva ai valori limite.

Sulla linea di separazione di separazione tra le regioni 2 e 3 c'è una rottura particolare, definita "bilanciata" in quanto, come è possibile intuire graficamente, si è in presenza di un cedimento per il contemporaneo raggiungimento dei valori limite di resistenza di entrambi i materiali. Questa è la migliore situazione, quella auspicabile per avere una sezione ben progettata, al fine di sfruttare al meglio i materiali impiegati.

Per individuare le regioni di rottura si procede parametrizzando y_c ossia la posizione dell'asse neutro dal lembo compresso della sezione. Quindi per sapere come si romperà la sezione, per individuare la regione, va trovato l'asse neutro nel terzo stadio.

Per poter ricavare la posizione dell'asse neutro y_c si impone l'equilibrio a rotazione della sezione con:

$$\sigma_s = \epsilon_s E_s \quad \text{se} \quad \epsilon_s < \epsilon_{sy}$$

$$\sigma_s = f_{yd} \quad \text{se} \quad \epsilon_s \geq \epsilon_{sy}$$

Si calcola quindi il momento ultimo della sezione facendo l'equilibrio alla rotazione intorno al punto di applicazione della forza F_c in modo tale da poterla escludere dal calcolo in quanto, avendo braccio nullo il suo momento è nullo di conseguenza:

$$M_u = F_s(d - y) + F_s'(y - d')$$

Il valore di F_c , forza dovuta al calcestruzzo non è facilmente calcolabile, però calcolando l'area sottotesa dal diagramma parabola-rettangolo, si può considerare tale forza pari a:

$$F_c = \int \sigma_c(y) dA = F_{c1} + f_{c2} = \left(\frac{3}{7} y_c b f_{cd}\right) + \left(b \int \sigma_c(y) d y\right) = \frac{17}{21} b y_c f_{dc} = 0,81 b y_c f_{dc}$$

che è detto "stress block".

Da ulteriori calcoli si è individuato che il centro di spinta di F_c è situato a $\bar{y} = 0,46 y_c$.

Parametrizzazione di Y_c

Al fine di ricavare la posizione dell'asse neutro che consentirà di individuare le regioni di rottura della trave, si procede effettuando l'equilibrio alla traslazione della sezione:

$$Eq = F_c + \sum A_s \sigma_s = \int \sigma_c(y) dA + \sum A_s \sigma_s = 0$$

Si impone che la sezione venga a trovarsi in rottura bilanciata, quindi si ha sia il calcestruzzo con un $\epsilon_{cu} = 3,5 \cdot 10^{-3}$ e le armature inferiori snervate e precisamente con $\epsilon_{su} = 10^2$.

L'ipotesi di sezione in rottura bilanciata semplifica il calcolo, in quanto è facilmente intuibile geometricamente come anche la armatura superiore sia snervata.

Si procede comunque alla verifica:

Si calcola sfruttando l'ipotesi di conservazione di sezioni piane la deformazione della fibra delle armature superiori compresse;

Graficamente la posizione dell'asse neutro è data da $y_c = d \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{su}}$

Quindi la deformazione dell'armatura compressa è $\epsilon_s' = \epsilon_{cu} \frac{y_c - d}{y_c}$ superiore al valore di

snervamento dell'acciaio pari a $\epsilon_{sy} = \frac{f_{cd}}{E_s} = \frac{(450/1,15)}{205000} = 1,91 \cdot 10^{-3}$.

L'equazione di equilibrio diviene quindi :

$$F_c + f_{yd} A_s' - f_{yd} A_s = 0$$

dove, con l'ipotesi dello stress block, si ottiene $0,8 b y_c f_{cd} + f_{yd} A_s' - f_{yd} A_s = 0$.

Dividendo per $f_{cd} b d$

Si arriva a definire la percentuale meccanica di armatura:

$$\mu_s = \frac{f_{yd} A_s}{f_{cd} b d}$$

che rappresenta il rapporto tra la forza che l'acciaio e il calcestruzzo insieme riescono a sviluppare.

Si definisce anche la percentuale geometrica di armatura $\rho_s = \frac{A_s}{A_c}$

Si ha: $0,8 \frac{y_c}{d} + \mu_s' + \mu_s = 0,8 k + \mu_s' + \mu_s = 0$

avendo definito $k = \frac{y_c}{d} = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{su}} = \frac{3,5 \cdot 10^{-3}}{13,5 \cdot 10^{-3}} = 0,259$

si ha quindi che, date le percentuali meccaniche di armatura, è possibile individuare la posizione dell'asse neutro e quindi anche la regione di rottura della sezione.

Nel caso della rottura bilanciata, infatti risulta un valore $\mu_s - \mu_s' = 0,21$.

Per la condizione che separa le regioni 2 e 1 si ha che $\mu_s - \mu_s' = 0,518$.

Per conoscere la regione di rottura della sezione allo SLU è quindi necessario solamente conoscere la percentuale meccanica delle armature.

Una volta individuata la regione di rottura è necessario calcolare il momento ultimo della sezione con la formula poco sopra riportata, la quale va adattata alle caratteristiche di ogni regione.

Sollecitazioni

Calcolo della regione di rottura per la sezione a destra del pilastro 10, appartenente alle travatura 8-9-10-11 del piano terra, caratterizzata dai seguenti dati:

Altezza	60	cm
Larghezza	30	cm
Copriferro	3	cm
Armatura compressa	1243	mm ²
Armatura tesa	615,4	mm ²
Momento agente	-218	kNm

Tabella 51: Riepilogo sezione pil. 10

Per i dati sulle resistenze dei materiali, si fa riferimento a quanto precedentemente detto nella relazione.

Calcolo percentuali di armatura

$$\text{Armatura compressa: } \mu_s' = \frac{f_{yd} A_s'}{f_{cd} b d} = \frac{391 \cdot 6,15}{17 \cdot 30 \cdot 57} = 0,082$$

$$\text{Armatura tesa: } \mu_s = \frac{f_{yd} A_s}{f_{cd} b d} = \frac{391 \cdot 12,43}{17 \cdot 30 \cdot 57} = 0,167$$

si è ottenuto un valore $\mu_s - \mu_s' = 0,167 - 0,082 = 0,0845 < 0,21$

avendo un valore molto al di sotto dei quello della "rottura bilanciata" siamo in regione 3.

Si deve, a questo verificare se la armatura compressa abbia superato il li valore di $\epsilon_s' \geq \epsilon_{sy}$ e quindi è snervata.

Calcolo momento ultimo della sezione

Per risolvere il problema si fa una prima ipotesi di armatura superiore snervata, quindi si avrà $K = \frac{\mu_s - \mu_s'}{0,8}$ e $\epsilon_s' = \epsilon_{su} \frac{y_c d'}{d - Y_c} = \epsilon_{su} \frac{K - \delta}{1 - k}$ posti $k = \frac{y_d}{d}$ e $\delta = \frac{d'}{d}$.

Se è soddisfatta, il calcolo del momento ultimo è molto semplice in quanto risulta essere $\sigma_s' = f_{yd}$

quindi la formula del momento ultimo sarebbe $M_u = A_s f_{yd} d (1 - 0,4k) + A_s' f_{yd} d$.

Nel qual caso la ipotesi fatta poco sopra non venga ad essere verificata bisogna procedere a impostare nuovamente l'equazione di equilibrio alla traslazione della sezione :

$$0,8 b d k f_{cd} + A_s' \sigma_s' + A_s f_{yd} = 0$$

$$0,8 k + \frac{\mu_s'}{f_{yd}} E_s \epsilon_{su} \left(\frac{k - \delta}{1 - k} \right) - \mu_s = 0$$

$$0,8 k (1 - k) + \mu_s' \frac{\epsilon_{su}}{\epsilon_{sy}} (k - \delta) - \mu_s (1 - k) = 0$$

$$0,8 k^2 - \left(0,8 + \frac{\epsilon_{su}}{\epsilon_{sy}} \mu_s' + \mu_s \right) k + \frac{\epsilon_{su}}{\epsilon_{sy}} \mu_s' \delta + \mu_s = 0$$

Si ha $0 \leq k \leq 1$ quindi si determina k risolvendo la equazione di secondo grado. Con il valore trovato si ha nella formula del momento ultimo:

$$M_u = A_s f_{yd} d - 0,8 b d^2 k^2 f_{cd} 0,4 - A_s' E_s \epsilon_s' d'$$

Calcolo momento ultimo della sezione:

Ipotesi 1: acciaio in compressione snervato

$$K = \frac{\mu_s - \mu_s'}{0,8} = 0,1056 \quad \text{e} \quad \delta = \frac{d'}{d} = 0,0526$$

$$\epsilon_s' = \epsilon_{su} \frac{K - \delta}{1 - k} = 10^{-2} \frac{0,1056 - 0,0526}{1 - 0,1056} = 6 \cdot 10^{-4}$$

Si è quindi dimostrato che la ipotesi fatta è errata in quanto si è ottenuto un valore di $\epsilon_{sy} = 6 \cdot 10^{-4} < 1,9 \cdot 10^{-3}$ per cui la armatura superiore non è snervata.

Si procede quindi con la seconda ipotesi quella dell'acciaio dell'armatura compressa non snervato.

Si ricava il valore di k trovando la soluzione della seguente equazione:

$$0,8k^2 - \left(0,8 + \frac{\epsilon_{su}}{\epsilon_{sy}} \mu_s' + \mu_s\right)k + \frac{\epsilon_{su}}{\epsilon_{sy}} \mu_s' \delta + \mu_s = 0$$

$$0,8k^2 - \left(0,8 + \frac{10^{-2}}{1,9 \cdot 10^{-3}} \cdot 0,082' + 0,167\right)k + \frac{10^{-2}}{1,9 \cdot 10^{-3}} \cdot 0,082 \cdot 0,0526 + 0,167 = 0$$

Risolviendo la equazione di secondo grado che segue, ottenuta avendo raggruppato tutti i termini presenti nella equazione precedente, si ha:

$$0,8k^2 - 1,39k + 0,190 = 0$$

Si hanno quindi le due soluzioni $k_1 = 0,1496$ e $k_2 = 1,588$, ma solo la $k_1 = 0,1496$ è accettabile in quanto si deve rispettare $0 \leq k \leq 1$ dal momento che l'asse neutro deve essere all'interno della sezione.

Si torna ora a verificare la deformazione dell'acciaio compresso introducendo il nuovo valore di k appena trovato con la equazione precedente:

$$\epsilon_s' = \epsilon_{su} \frac{K - \delta}{1 - k} = 10^{-2} \frac{0,1496 - 0,0526}{1 - 0,1496} = 1,14 \cdot 10^{-3} < 1,9 \cdot 10^{-3}$$

Si è quindi verificato che effettivamente l'armatura superiore non è snervata ed è caratterizzata da $\epsilon_s' = 1,14 \cdot 10^{-3}$

Procedendo con il calcolo del momento ultimo della sezione:

$$M_u = A_s f_{yd} d - 0,8 b d^2 k^2 f_{cd} 0,4 - A_s' E_s \epsilon_s' d'$$

$$M_u = 12,43 \cdot 39,13 \cdot 57 - 0,8 \cdot 30 \cdot 57^2 \cdot 0,1496^2 \cdot 1,7 \cdot 0,4 - 6,15 \cdot 20500 \cdot 1,14 \cdot 10^{-3} \cdot 3$$

quindi $M_u = 26106 \text{ kcm} = 261 \text{ kNm}$

La sezione è quindi verificata allo stato limite ultimo in quanto il momento ultimo è pari a 261 KNm che è superiore al momento a cui è soggetta, pari a 218 KNm.

Si può facilmente calcolare la posizione dell'asse neutro proprio grazie alla definizione che è stata fatta del parametro $k = \frac{y_d}{d}$ quindi l'asse neutro è sito a $8,57 \text{ cm}$ dal lembo compresso.

Annotazioni

Si noti che nei calcoli si sono sempre distinte le armature tra compresse e tese al posto di superiori e inferiori, scelta effettuata in quanto la sezione è sottoposta a un momento flettente negativo che tende quindi le fibre superiori. Per questo motivo nell'analizzare i calcoli effettuati è bene porre attenzione a quale fibra si sta facendo riferimento.

Verifica allo stato limite di esercizio sezione più sollecitata

Verifica allo stato limite ultimo nel rispetto dell'EC2 della trave più sollecitata.

Sollecitazioni

Per calcolare le sollecitazioni alle quali è sottoposta la struttura si è utilizzato il telaio tridimensionale modellato in SAP2000, applicando alle diverse azioni caratteristiche gli opportuni coefficienti parziali riportati nel D.M. 14.09.05 al punto 5.1.2.2.2., sulla base della seguente relazione:

$$F_d = \gamma_g G_k + \psi_{11} \gamma_Q Q_k \quad (\text{combinazione di tipo frequente}) \text{ con:}$$

F_d = azione di calcolo

γ_G = coeff. parziale per i carichi permanenti; $\gamma_G = 1$ se il carico è a sfavore di sicurezza;

$\gamma_G = 0,9$ se il carico è a favore di sicurezza ma per semplicità si considera sempre $\gamma_G = 1$;

ψ_{11} = coeff. di combinazioni delle azioni variabili; $\psi_{11} = 0,5$ per abitazioni ed uffici;

γ_Q = coeff. parziale per i carichi variabili; $\gamma_Q = 1$ se il carico è a sfavore di sicurezza; $\gamma_Q = 0$ se il carico è a favore di sicurezza.

Dall'analisi si ha che la trave più sollecitata è la trave 9-10 di piano terra:

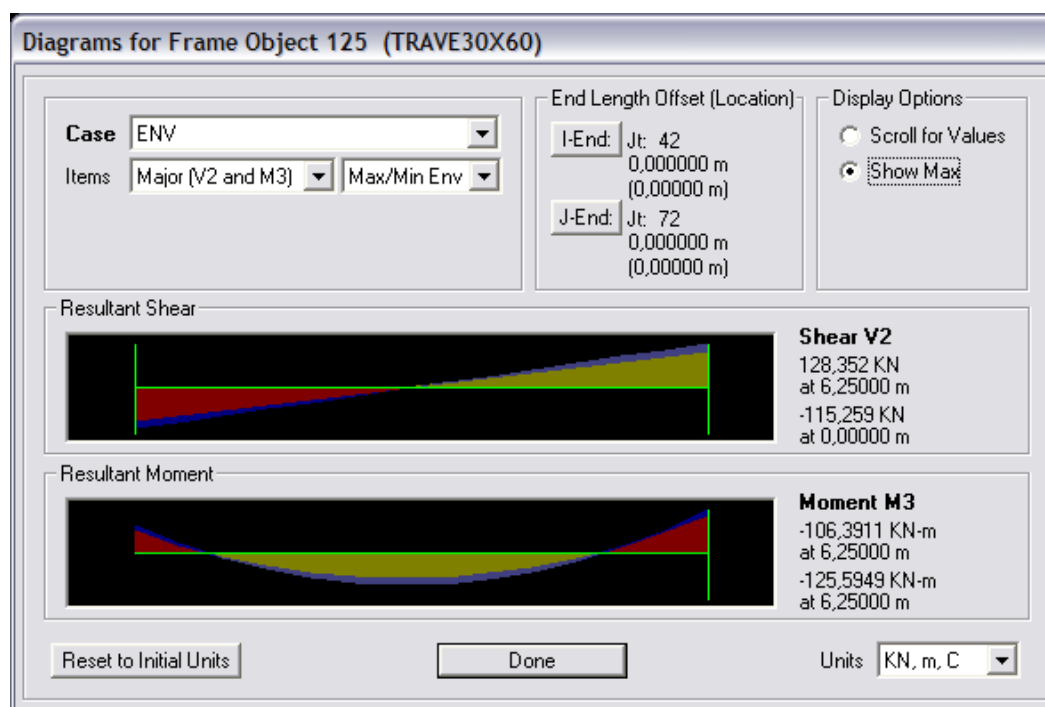


Fig. 43: Sollecitazione trave 9-10 primo piano con carichi per lo SLE

per le quali sussistono le seguenti caratteristiche nella sezione più sollecitata (appoggio P10):

$M_{\max} = -126 \text{ KNm}$

Sezione: larghezza 30cm, altezza 60 cm

Armature: 4 Φ 14 + 2 Φ 20 superiore, 4 Φ 14 inferiore

Calcoli in MATHCAD:

STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Verifica allo stato limite di apertura delle lesioni

1) Dati di calcolo

Combinazione di carico quasi permanente

Dati trave:

Larghezza:	Copriferro:	Armatura superiore:	Armatura inferiore:
$B := 30 \text{ cm}$	$dp := 3 \text{ cm}$	$As' = 4 \phi 14 + 2 \phi 20$	$As' = 4 \phi 14$
Altezza:		$Asp := 2 \cdot \left[\pi \cdot \left(\frac{2}{2} \right)^2 \right] + 4 \cdot \left[\pi \cdot \left(\frac{1.4}{2} \right)^2 \right]$	$As := 4 \cdot \left[\pi \cdot \left(\frac{1.4}{2} \right)^2 \right]$
$Hs := 60 \text{ cm}$		$Asp = 12.441 \text{ cm}^2$	$As = 6.158 \text{ cm}^2$

Proprietà dei materiali:

Calcestruzzo di classe C25/30, quindi:	$f_{ck} := 25 \text{ MPa}$	$R_{ck} := 30 \text{ MPa}$	$E_c := 11000 \cdot \sqrt[3]{\frac{R_{ck}}{0.7}}$			
$\alpha_{cc} := 0.85$	$\gamma_c := 1.5$	$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$	$f_{cd} = 14.167 \text{ MPa}$	$E_c = 3.849 \times 10^4 \text{ MPa}$		
Resistenza media a trazione:	$f_{ctm} := 0.3 \cdot \sqrt[3]{R_{ck}^2}$	$f_{ctm} = 2.896 \text{ MPa}$				
Acciaio:	$f_{yk} := 450 \text{ MPa}$	quindi	$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{1.15}$	$f_{yd} = 391.304 \text{ MPa}$	con	$E_s := 205000 \text{ MPa}$

Dati aggiuntivi:

Limite massimo dell'ampiezza della lesione: $w_{max} := 0.3 \text{ mm}$

La deformazione massima deve essere 1/500 della luce della trave.

Dall'analisi delle sollecitazioni allo SLE si è ricavato il seguente momento di calcolo: $M_d := 126 \text{ KNm}$

3) Caratteristiche della sezione

1° stadio:

La sezione è considerata interamente reagente e si trascura la presenza dell'acciaio (si considera la "gross section"), pertanto essendo rettangolare la posizione dell'asse neutro coincide con il baricentro della sezione, ovvero per metà altezza.

$$y_{gls} := \frac{Hs}{2} \quad y_{gls} = 30 \text{ cm}$$

Il momento d'inerzia è quello di un rettangolo rispetto all'asse passante per il suo baricentro, ovvero:

$$J_{Is} := \frac{1}{12} \cdot B \cdot Hs^3 \quad J_{Is} = 5.4 \times 10^5 \text{ cm}^4$$

2° stadio:

Si considera ora la sezione parzializzata in quanto il calcestruzzo non reagisce a trazione.

Va trovato il baricentro considerando ora il coefficiente di omogeneizzazione n posto pari a 6 (si trascura la deformazione viscosa).

Calcoliamo quindi l'asse neutro come il rapporto tra il momento statico della sezione parzializzata (rispetto ad asse passante per il bordo superiore della sezione) e la sua area:

$$n := 6$$

$$y_g = \frac{B \cdot \frac{y_g^2}{2} + n \cdot [A_{sp} \cdot d_p + A_s (H_s - d_p)]}{B \cdot y_g + n \cdot (A_{sp} + A_s)} \quad \left| \begin{array}{l} \text{solve, } y_g \\ \text{float, 4} \end{array} \right. \rightarrow \begin{pmatrix} -16.73 \\ 9.286 \end{pmatrix} \quad y_{g2s} := 17.69 \text{ cm}$$

Il momento di inerzia della sezione omogeneizzata è quindi:

$$J_{2s} := \frac{1}{3} \cdot B \cdot y_{g2s}^3 + n \cdot [(H_s - d_p - y_{g2s})^2 \cdot A_s + (y_{g2s} - d_p)^2 \cdot A_{sp}] \quad J_{2s} = 1.286 \times 10^5 \text{ cm}^4$$

4) Stato limite di apertura delle fessure

La verifica dell'ampiezza delle fessure secondo l'EC2 si effettua valutando l'ampiezza massima delle lesioni W_k che deve risultare minore di $W_{max}=0.3 \text{ mm}$ (classe di esposizione XC3, condizione di carico di tipo quasi permanente – vedi Tab 7.1N).

$$W_k = \beta \cdot s_{rm} \cdot \epsilon_{sm} \quad \text{con:}$$

$$\beta := 1.7 \quad (\text{fessurazione indotta da carichi})$$

s_{rm} è la distanza media finale tra le fessure, considerando:

$$\phi := 20 \text{ mm} \quad k_1 := 0.8 \quad (\text{barre ad aderenza migliorata}) \quad k_2 := 0.5 \quad (\text{trazione pura})$$

ρ_r : la percentuale geometrica d'armatura rispetto alla così detta Area efficace di cls, ovvero:

$$A_{eff} := B \cdot 2.5 \cdot d_p \quad \rho_r := \frac{A_s}{A_{eff}} \quad \rho_r = 0.027$$

Quindi:

$$s_{rm} := 50 + 0.25 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot \frac{\phi}{\rho_r} \quad s_{rm} = 123.081 \text{ mm}$$

ϵ_{sm} è la deformazione media dell'acciaio, calcolabile utilizzando le seguenti tensioni:

$$\sigma_s := n \cdot \frac{M_d}{J_{2s}} \cdot (H_s - d_p - y_{g2s}) \cdot 1000 \quad \sigma_s = 231.169 \text{ MPa}$$

$$M_{fess} := f_{ctm} \cdot \frac{J_{1s}}{H_s - d_p - y_{g1s}} \quad M_{fess} = 5.793 \times 10^4 \text{ Nm}$$

$$\sigma_{sr} := n \cdot \frac{M_{fess}}{J_{2s}} \cdot (H_s - d_p - y_{g1s}) \quad \sigma_{sr} = 72.999 \text{ MPa}$$

e considerando:

$$\beta_1 := 1 \quad (\text{barre ad aderenza migliorata}) \quad \beta_2 := 1 \quad (\text{carico di breve durata, condizione più gravosa})$$

Quindi:

$$\epsilon_{sm} := \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \left[1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] \quad \epsilon_{sm} = 1.015 \times 10^{-3}$$

Ne consegue che il valore caratteristico di apertura delle lesioni è pari a

$$W_k := \beta \cdot s_{rm} \cdot \epsilon_{sm} \quad W_k = 0.212 \text{ mm} < 0,3 \text{ mm} \Rightarrow \text{VERIFICATO}$$

5) Armatura minima

L'EC2 prescrive che oltre alla verifica dell'ampiezza della fessura si disponga nella trave un quantitativo minimo d'armatura (per evitare pericolosi snervamenti in fase di esercizio) valutabile con la relazione seguente:

$$A_{s \min} = \frac{k_c \cdot k \cdot f_{cteff} \cdot A_{ct}}{\sigma_{sa}} \quad \text{con:}$$

$$k_c := 0.4 \quad (\text{flessione}) \quad k := 1 \quad (\text{a favore di sicurezza}) \quad f_{cteff} := 3 \text{ MPa}$$

A_{ct} è l'area del calcestruzzo nella zona tesa appena prima della fessurazione. In questo caso, essendo l'asse neutro dello stadio 1 coincidente con l'asse baricentrico della sezione, sarà pari a metà area totale:

$$A_{ct} := \frac{H_s B}{2} \quad A_{ct} = 900 \text{ cm}^2$$

σ_{sa} è la massima tensione ammessa nell'armatura subito dopo la formazione della fessura, pari a:

$$\sigma_{sa} := 0.9 f_{yk} \quad \sigma_{sa} = 405 \text{ MPa}$$

Quindi:

$$A_{s \min} := \frac{k_c \cdot k \cdot f_{cteff} \cdot A_{ct}}{\sigma_{sa}} \quad A_{s \min} = 2.667 \text{ cm}^2 \quad A_{s \min} < A_{sp} = 1 \quad \Rightarrow \text{VERIFICATO}$$

Pilastrri

Modelli di calcolo

Nei pilastrri soggetti a compressione centrata o eccentrica deve essere disposta un'armatura longitudinale di sezione non minore a:

$$A_{fmin} \geq 0.15 N_{sd} / f_{yd}$$

con N_{sd} = forza normale di esercizio per combinazione di carico rara.

L'armatura totale del pilastro deve avere sezione compresa tra:

$$0,3\% A_b \geq A_f \geq 6\% A_b$$

con A_b = area della sezione in calcestruzzo.

Il numero minimo di ferri per i pilastrri di sezione quadrata o rettangolare è **4**.

Il diametro delle barre longitudinali non deve essere inferiore ai **12 mm**.

Deve essere prevista una staffatura posta ad interasse non maggiore di:

$$s_{min} = \min(15 \phi_1; 25 \text{ cm})$$

con Φ_1 = diametro del più piccolo dei ferri longitudinali adottati per armare il pilastro.

Per semplicità costruttiva l'armatura è stata progettata simmetrica sui due lati più sollecitati.

Si sono evitati interassi tra le barre longitudinali superiori a 30 cm anche lungo i lati meno sollecitati del pilastro.

Per questioni pratiche i ferri dei pilastrri sono stati interrotti in corrispondenza di ogni piano, al di sopra dell'impalcato, lasciando i "ferri di attesa" al di sopra dell'ultimo getto per una lunghezza di circa 1 metro.

Si è cercato di distribuire le armature omogeneamente nella sezione per evitare problemi in fase costruttiva e per fornire una maggiore resistenza alle sollecitazioni non considerate in fase di progetto (momenti parassiti, eccentricità, piombo errato in fase costruttiva) utilizzando nelle sezioni più sollecitate dei ferri di parete.

Armature

E' stato effettuato il dimensionamento del pilastro più sollecitato (P10) per ogni piano, soggetto nelle sezioni alla base e alla sommità alle seguenti sollecitazioni:

Sezione	M_{max} (KNm)	N_{max} (KN)	N_{min} (KN)	V (KN)
<i>Base plinto</i>	13	1490	1300	48
<i>Sommità plinto</i>	35	1490	1300	48
<i>Base piano terra</i>	18	1003	886	13
<i>Sommità piano terra</i>	21	1003	886	13
<i>Base primo piano</i>	24	515	490	14
<i>Sommità primo piano</i>	18	515	490	14
<i>Base sottotetto</i>	13	188	180	10
<i>Sommità sottotetto</i>	12	188	180	10

Tabella 52: Sollecitazioni di calcolo del pilastro P10

La sezione inizialmente scelta si è rivelata sovradimensionata. Si è adottata quindi la sezione **30cm x 30cm** con le seguenti armature:

Sezione	A_{fmin} (mm ²)	A_{fmin} (mm ²)	A_{fmax}	Valori EC2		Minima necessaria	Φ		Area effettiva
				Max	Min		14	20	
<i>Base plinto</i>	571,17	270	5400	530	290	530	2	1	621,72
<i>Sommità plinto</i>	571,17	270	5400	770	530	770	6		923,16
<i>Base piano terra</i>	384,48	270	5400	0	0	270	2		307,72
<i>Sommità piano terra</i>	384,48	270	5400	0	0	270	2		307,72
<i>Base primo piano</i>	197,42	270	5400	0	0	270	2		307,72
<i>Sommità primo piano</i>	197,42	270	5400	0	0	270	2		307,72
<i>Base sottotetto</i>	72,07	270	5400	0	0	270	2		307,72
<i>Sommità sottotetto</i>	72,07	270	5400	0	0	270	2		307,72

Tabella 53: Riepilogo armature longitudinali per il pilastro P10

Data l'esigua lunghezza del pilastro dal plinto fino al piano terra, si adotta direttamente l'armatura della sommità plinto.

Per le staffe si sono adottati ferri $\Phi 8$ ($A_f = 50,24 \text{ mm}^2$).

Sezione	Bielle compresse	Min		Passo adottato (cm)	Asw/s	Taglio armatura	Taglio calcestruzzo
		15 Φ	25cm				
<i>Base plinto</i>	607,5	21	25	20	502,4	47,73	57,83
<i>Sommità plinto</i>	607,5	21	25	20	502,4	47,73	57,83
<i>Base piano terra</i>	607,5	21	25	20	502,4	47,73	57,83
<i>Sommità piano terra</i>	607,5	21	25	20	502,4	47,73	57,83
<i>Base primo piano</i>	607,5	21	25	20	502,4	47,73	57,83
<i>Sommità primo piano</i>	607,5	21	25	20	502,4	47,73	57,83
<i>Base sottotetto</i>	607,5	21	25	20	502,4	47,73	57,83
<i>Sommità sottotetto</i>	607,5	21	25	20	502,4	47,73	57,83

Tabella 54: Riepilogo staffe (i valori dei tagli resistenti sono in KN)

Verifiche a pressoflessione

Tramite il software di calcolo EC2 sono state effettuate le seguenti verifiche a pressoflessione per le sezioni più sollecitate del pilastro (la curva interna rappresenta quella per la quale la sezione è sprovvista di armatura):

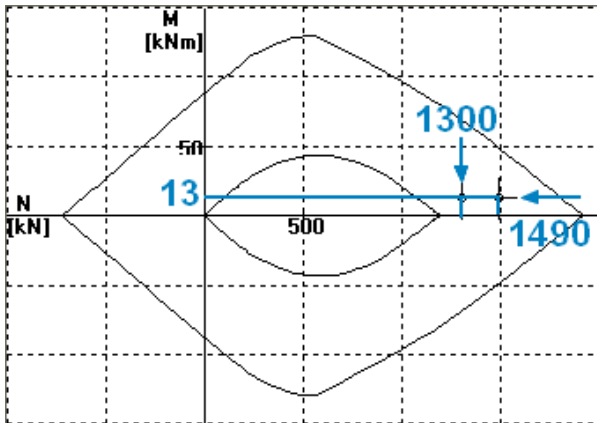


Fig. 44: Dominio interazione - base plinto

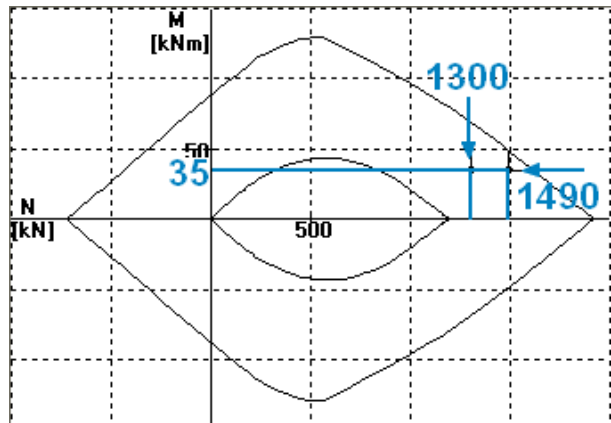


Fig. 45: Dominio interazione - sommità plinto

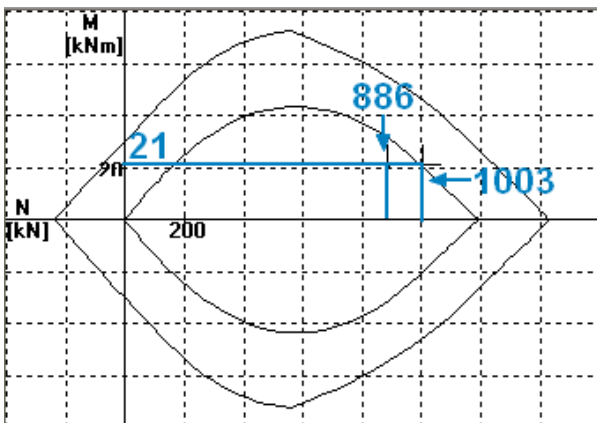


Fig. 46: Dominio interazione - sommità piano terra

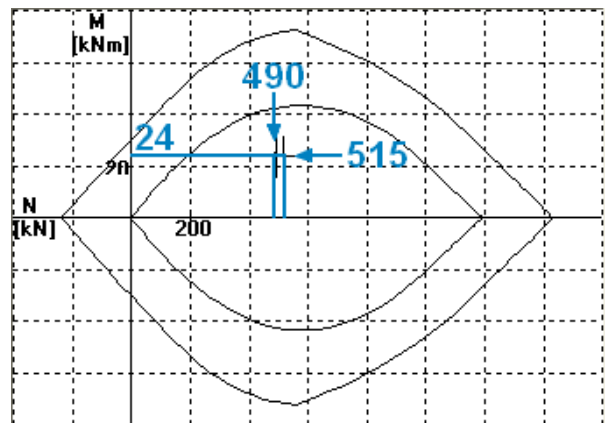


Fig. 47: Dominio interazione - base primo piano

Tutte le sezioni risultano verificate.

Scala

Gradini

Modello

Dall'analisi dei carichi precedentemente effettuata è possibile determinare l'armatura necessaria per i gradini i quali, considerando il vincolo d'incastro monolatero, sono considerati come mensole indipendenti soggette ad un carico uniformemente distribuito più uno concentrato in punta (parapetto).

Il gradino quindi, comportandosi come mensola, è soggetto a momento flettente negativo; le fibre inferiori compresse ricadono all'interno dello spessore della soletta di collegamento.

Data la geometria dei gradini si nota che l'asse di sollecitazione del momento non coincide con quello principale di inerzia della sezione e che, quindi, si ha flessione deviata.

Tuttavia, data la presenza della soletta di collegamento, la scala può inflettersi essenzialmente ruotando intorno ad un asse che tende ad avere la stessa inclinazione della rampa. Ne consegue che tutto il problema si può semplificare progettando e verificando la sezione per la componente del momento secondo l'inclinazione della scala (angolo Φ).

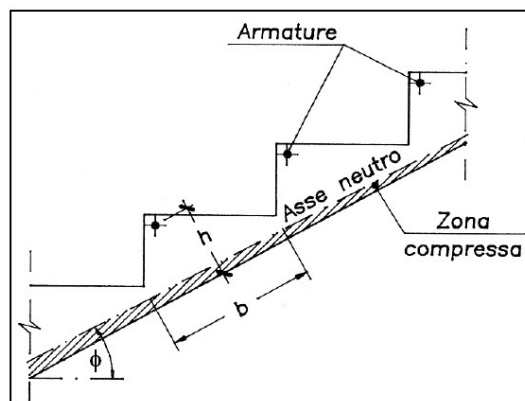


Fig. 48: Modello di calcolo armatura gradino

Armatura

Le armature necessarie per il gradino sono:

- armatura principale dimensionata con lo schema della mensola
- armatura costruttiva realizzata con barre $\Phi 8$
- armatura di ripartizione della soletta con barre $\Phi 10$

Essendo vista e progettata come una soletta in c.a. può non essere armata a taglio; le staffe quindi hanno solo una funzione costruttiva e vengono disposte a distanza di **25 cm**, come l'armatura di ripartizione.

Per l'armatura principale si ha:

$$M_{max} = \frac{(G_d + Q_d) \cdot l_0^2}{2} + F_d \cdot l_0 \quad ; \quad M_d = M_{max} \cdot \cos(\phi)$$

Armatura minima necessaria: $A_f = \max(A_{f1}; A_{f2})$ con:

$$A_{f1} = \frac{M_d}{0.9 \cdot f_{yd} \cdot h} ; \quad A_{f2} = 0,15\% A_c$$

Graficamente si è determinato $h = 0,15$ m; dai dati precedenti dell'analisi dei carichi si ha:

$M_{\max} = 2,23$ KNm, quindi $M_d = 1,92$ KNm.

$A_{f1} = 36,44$ mm²; $A_{f2} = 57,14$ mm², quindi $A_{\min} = 57,14$ mm².

Si è adottato per ogni gradino **1 Φ 10** ($A_f = 78,5$ mm²).

Pianerottolo

Il pianerottolo intermedio è modellabile come una piastra incastrata su tre lati e libera su quello lungo nel quale si innestano le rampe.

Sfruttando le soluzioni notevoli per piastre presenti in letteratura si può passare ad un'analisi monodimensionale del problema per poter calcolare le barre in entrambe le direzioni:

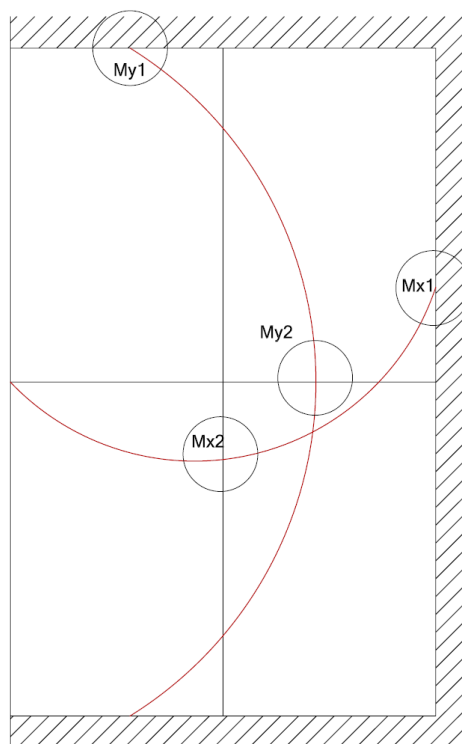


Fig. 49: Diagramma dei momenti per l'analisi monodimensionale della piastra

I momenti di calcolo pertanto sono:

$$M_{y1} = -\frac{q b^2}{\alpha_{y1}} \quad M_{y2} = \frac{q b^2}{\alpha_y} \quad M_{x1} = -\frac{q a^2}{\alpha_{x1}} \quad M_{x2} = \frac{q a^2}{\alpha_x}$$

Lunghezza $b = 2,1$ m ; larghezza $a = 1,1$ m, quindi $b/a = 1,91$ e $\alpha_x = 18,7$, $\alpha_{x1} = 9,09$,

$$\alpha_y = 46,3, \quad \alpha_{y1} = 12,79.$$

Si ha quindi, dato $q = 9,1 + 6 = 15,1 \text{ KN/m}^2$ e $h = 20 - 3 = 17 \text{ cm}$:

$$M_{y1} = - 5,21 \text{ KNm / m}$$

$$M_{y2} = 1,44 \text{ KNm / m}$$

$$M_{x1} = - 2,01 \text{ KNm / m}$$

$$M_{x2} = 0,98 \text{ KNm / m}$$

Armatura minima necessaria: $A_f = \max(A_{f1}; A_{f2})$ con:

$$A_{f1} = \frac{M_d}{0,9 \cdot f_{yd} \cdot h} ; \quad A_{f2} = 0,15 \% A_c$$

I momenti sono tali che è sempre più gravosa la prescrizione $A_{f2} = 255 \text{ mm}^2/\text{m}$ in entrambi i sensi. Distribuendo l'armatura lungo tutto il pianerottolo si hanno, se si considerano ferri $\Phi 10$ ($A_f = 78,5 \text{ mm}^2$), **7** ferri nel lato lungo e **4** in quello corto.

Trave a ginocchio

Modello di calcolo

Il progetto e la verifica dell'armatura longitudinale a flessione sono eseguiti come nel caso delle altre travi.

Il progetto delle staffe invece considera sia il taglio che la sollecitazione torcente.

Taglio

Il calcolo dell'armatura richiesta è effettuato considerando il valore più alto tra l'area minima prevista dalla normativa e il valore del taglio massimo ponendo $V_{cu} = 0$, quindi:

- $V_{sd} = V_d$
- $\frac{A_{swd}}{s} = \frac{V_{sd}}{0,9 d f_{yd}}$
- $\frac{A_{swmin}}{s} = \frac{[0,1(1+0,15 \frac{d}{b})b]}{100}$
- $\frac{A_{swV}}{s} = \max\left(\frac{A_{swmin}}{s}; \frac{A_{swd}}{s}\right)$

Torsione

Va calcolato lo spessore della sezione cava equivalente:

$$\hat{h} = \frac{(b - 2d')}{6}$$

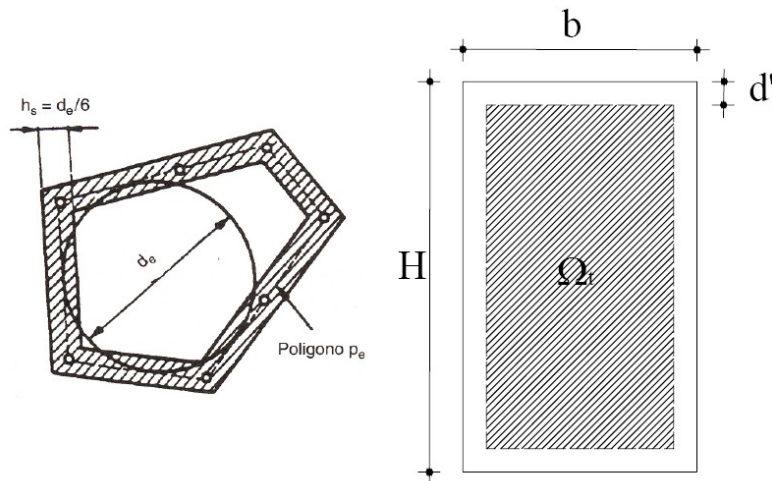


Fig. 50: Schema della sezione reagente di calcestruzzo

Poi va calcolata l'area e il perimetro del nucleo di calcestruzzo:

$$\Omega = (b - 2d')(H - 2d')$$

$$p = 2[(b - 2d') + (H - 2d')]$$

Quindi va calcolata l'area delle staffe e dei ferri longitudinali necessari:

$$A_{sl} = \frac{M_t p}{2 \Omega f_{yd}} \quad \frac{A_{swT}}{s} = \frac{M_t}{2 \Omega f_{yd}}$$

Staffatura totale

Per verificare il comportamento a traliccio (taglio e torsione) e in particolare la resistenza delle bielle compresse (con f_{cd} ridotto del 50%) si deve controllare che, dati:

$$V_u = 0,3 b d f_{cd} \quad \text{e} \quad T_u = 0,5 \Omega f_{cd} \hat{h}$$

si abbia

$$\frac{T_d}{T_u} + \frac{V_d}{V_u} \leq 1$$

L'area totale delle staffe, dato che quelle a taglio lavorano a due braccia mentre quelle per la torsione solo con una, sarà:

$$\frac{A_{swTOT}}{s} = \frac{A_{swV}}{s} + 2 \frac{A_{swT}}{s}$$

A causa della presenza della torsione va controllato che:

$$\frac{A_{swTOT}}{s} \geq \frac{0,15 b}{100} \quad s \geq \min(0,8 d ; 20 \text{ cm} ; \frac{p}{8})$$

Dimensionamenti

Per poter effettuare il dimensionamento della trave a ginocchio è stato necessario considerare anche il dimensionamento delle travi nelle quali si innestano, ovvero la trave 5-9 del piano terra e la 4-8 del primo piano.

Prima rampa:

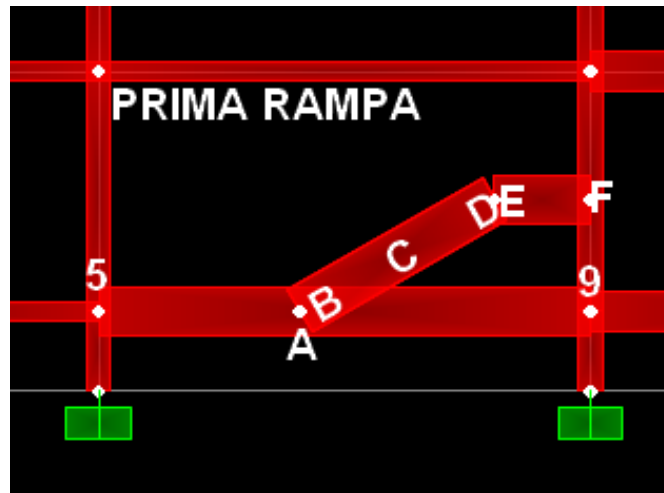


Fig. 51: Sezioni di calcolo di riferimento - prima rampa

Trave piano terra 5-9 ($b=30\text{cm}$; $h = 60\text{cm}$); $M_t = 11 \text{ KNm}$

Sezione		Md	Td	As md	As Td	As minima	14	20	As effettiva	M resistente
Pil 5	Sup	-51		254,26		540	4	0	615,44	-123,45
	Inf		53		0	135	2	0	307,72	
Pil 9	Sup	-54		269,22		540	4	0	615,44	-123,45
	Inf		47		120,2	135	2	0	307,72	
A	Sup					0	2	0	307,72	
	Inf	49	10	244,29	25,58	540	4	0	615,44	123,45

Tabella 55: Armature longitudinali trave piano terra 5-9

Verifica bielle compresse				Portato dal calcestruzzo			(Asw/s) min	Φ staffe
Cls	Fcd	Vu (KN)	Vd agente	Fctd	δ	Vc (KN)	(cm ² /m)	10
Rck 30	391	872,1	0	1,15	1	118,01	3,15	157

Passo		Passo staffe			
0,8*d	33 cm	S (m)	S eff (m)	Vsu (KN)	V rd (KN) min
45,6	33	34,89	19,5	161,5	209,94

Sezione		Vsu min (KN)	Asw/s [cm ² /m]	S (cm)	12 Φ min	Effettiva
Pilastro 5	Sx					
	Dx	-65,01	26,5	132,11	118,84	16,8

Sezione		Vsu min (KN)	Asw/s [cm ² /m]	S (cm)	12 Φ min	Effettiva
Pilastro 9	Sx					
	Dx	-71,01	23,5	11,72	1340,07	16,8

Sezione		Vsu min (KN)	Asw/s [cm ² /m]	S (cm)	12 Φ min	Effettiva
A		-108,01	5	2,49	6298,31	16,8

Tabella 56: Calcolo armature a taglio trave piano terra 5-9

Taglio	Aswd/s	Aswmin/s	Asw/s			
	169,51	604,5	604,5			
Torsione	H	Ω (cm²)	P (cm)	A long	A staffe	
	4,0	1296	156	169,32	108,537779	
Staffatura totale	Vu (KN)	Tu (KNm)	Td/Tu+Vd/Vu	Aswtot/s	Asw	s
	872,1	44,06	0,31	821,58	157	19,11
Verifica	Aswtot/s min	0,8 d	S min	P/8	S max	
	450	45,6	20	19,5	19,5	
Scelta finale: staffe fi 10 passo 15 per tutta la trave						

Tabella 57: Riepilogo armatura trasversale considerando la torsione - trave 5-9 piano terra

Trave inclinata B-C-D (b=30cm; h=50cm); Mt = 14 KNm

Sezione	Md	Td	As md	As Td	As minima	14	20	As effettiva	M resistente
B	Sup				0	2	0	307,72	
	Inf	4	23	19,94	0	4	0	615,44	101,79
C	Sup				0	2	0	307,72	
	Inf	20	4	99,71	0	4	0	615,44	101,79
D	Sup				0	2	0	307,72	
	Inf	9	17	44,87	43,48	4	0	615,44	101,79

Tabella 58: Armature longitudinali trave inclinata B-C-D

Verifica bielle compresse				Portato dal calcestruzzo				(Asw/s) min	Φ staffe
Cls	Fcd	Vu (KN)	Vd agente	Fctd	δ	Vc (KN)	(cm ² /m)	10	
Rck 30	391	719,1	0	1,15	1	97,31	2,6	157	

Passo		Passo staffe				
0,8*d	33 cm	S (m)	S eff (m)	Vsu (KN)	V rd (KN) min	
37,6	33	34,89	17	152,75	173,11	

Sezione	Vsu min (KN)	Asw/s [cm ² /m]	S (cm)	12 Φ min	Effettiva		
B	Sx	-74,31	11,5	69,53	225,8	16,8	15
	Dx						

Sezione	Vsu min (KN)	Asw/s [cm ² /m]	S (cm)	12 Φ min	Effettiva		
C	Sx	-93,31	2	1,21	12983,35	16,8	15
	Dx						

Sezione	Vsu min (KN)	Asw/s [cm ² /m]	S (cm)	12 Φ min	Effettiva	
D	-80,31	8,5	5,14	3054,91	16,8	15

Tabella 59: Calcolo armature a taglio - trave inclinata B-C-D

Taglio	Aswd/s	Aswmin/s	Asw/s			
	139,06	504,5	504,5			
Torsione	H	Ω (cm²)	P (cm)	A long	Astaffe	
	4,0	1056	136	230,57	169,534217	
Staffatura totale	Vu (KN)	Tu (KNm)	Td/Tu+Vd/Vu	Aswtot/s	Asw	s
	719,1	35,9	0,42	843,57	157	18,61
Verifica	Aswtot/s min	0,8 d	S min	P/8	S max	
	450	37,6	20	17	17	
Scelta finale: staffe fi 10 passo 15 per tutta la trave						

Tabella 60: Riepilogo armatura trasversale considerando la torsione - trave inclinata B-C-D

Trave di pianerottolo E-F (b=30cm; h=50cm); Mt = 5 KNm

Sezione	Md	Td	As md	As Td	As minima	14	20	As effettiva	M resistente
E	Sup				0	2	0	307,72	
	Inf	13	10	64,81	0	4	0	615,44	101,79
F	Sup	-10		49,85		4	0	615,44	
	Inf		28		71,61	2	0	307,72	-101,79

Tabella 61: Armature longitudinali trave di pianerottolo E-F

Verifica bielle compresse			Portato dal calcestruzzo				(Asw/s)min	Φ staffe
Cls	Fcd	Vu (KN)	Vd agente	Fctd	δ	Vc (KN)	(cm ² /m)	10
Rck 30	391	872,1	0	1,15	1	118,01	3,15	157

Passo		Passo staffe				
0,8*d	33 cm	S (m)	S eff (m)	Vsu (KN)	V rd (KN) min	
45,6	33	34,89	19,5	161,5	209,94	

Sezione	Vsu min (KN)	Asw/s [cm ² /m]	S (cm)	12 Φ min	Effettiva
E Sx	-108,01	5	24,93	629,83	16,8
E Dx					15
F Sx	-90,01	14	69,8	224,94	16,8
F Dx					15

Tabella 62: Calcolo armature a taglio - trave di pianerottolo E-F

Taglio	Aswd/s			Aswmin/s			Asw/s			
	169,29			504,5			504,5			
Torsione	H		Ω (cm²)		P (cm)		A long		Astaffe	
	4,0		1056		136		82,35		60,547935	
Staffatura totale	Vu (KN)		Tu (KNm)		Td/Tu+Vd/Vu		Aswtot/s		Asw	
	719,1		35,9		0,18		625,6		157	
Verifica	Aswtot/s min		0,8 d		S min		P/8		S max	
	450		37,6		20		17		17	
Scelta finale: staffe fi 10 passo 15 per tutta la trave										

Tabella 63: Riepilogo armatura trasversale considerando la torsione - trave di pianerottolo E-F

Pianerottolo:

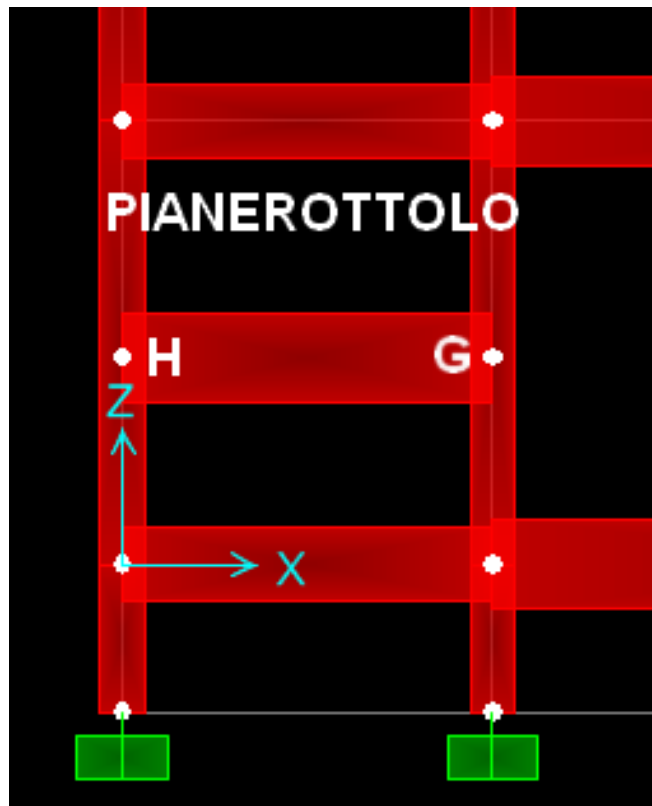


Fig. 52: Sezioni di calcolo di riferimento - pianerottolo

Trave di pianerottolo H-G (b=30cm; h=50cm); Mt = 5 KNm

Sezione		Md	Td	As md	As Td	As minima	14	20	As effettiva	M resistente
G	Sup					0	2	0	307,72	
	Inf	31	2	154,55	0	450	4	0	615,44	101,79
H	Sup	-22		109,68		450	4	0	615,44	
	Inf		40		102,3	102,3	2	0	307,72	-101,79

Tabella 64: Armature longitudinali - trave di pianerottolo G-H

Verifica bielle compresse				Portato dal calcestruzzo			(Asw/s) min	Φ staffe
Cls	Fcd	Vu (KN)	Vd agente	Fctd	δ	Vc (KN)	(cm2/m)	10
Rck 30	391	872,1	0	1,15	1	118,01	3,15	157

Passo		Passo staffe				
0,8*d	33 cm	S (m)	S eff (m)	Vsu (KN)	V rd (KN) min	
45,6	33	34,89	19,5	161,5	209,94	222,98

Sezione		Vsu min (KN)	Asw/s [cm2/m]	S (cm)	12 Φ min	Effettiva
G	Sx					
	Dx	-116,01	1	4,99	3149,15	16,8
						15

Sezione		Vsu min (KN)	Asw/s [cm2/m]	S (cm)	12 Φ min	Effettiva
H	Sx					
	Dx	-78,01	20	99,71	157,46	16,8
						15

Tabella 65: Calcolo armature a taglio - trave di pianerottolo G-H

Taglio	Aswd/s	Aswmin/s	Asw/s			
	241,85	504,5	504,5			
Torsione	H	Ω (cm^2)	P (cm)	A long	Astaffe	
	4,0	1056	136	82,35	60,547935	
Staffatura totale	Vu (KN)	Tu (KNm)	Td/Tu+Vd/Vu	Aswtot/s	Asw	s
	719,1	35,9	0,19	625,6	157	25,1
Verifica	Aswtot/s min	0,8 d	S min	P/8	S max	
	450	37,6	20	17	17	
Scelta finale: staffe fi 10 passo 15 per tutta la trave						

Tabella 66: Riepilogo armatura trasversale considerando la torsione - trave di pianerottolo G-H

Seconda rampa:

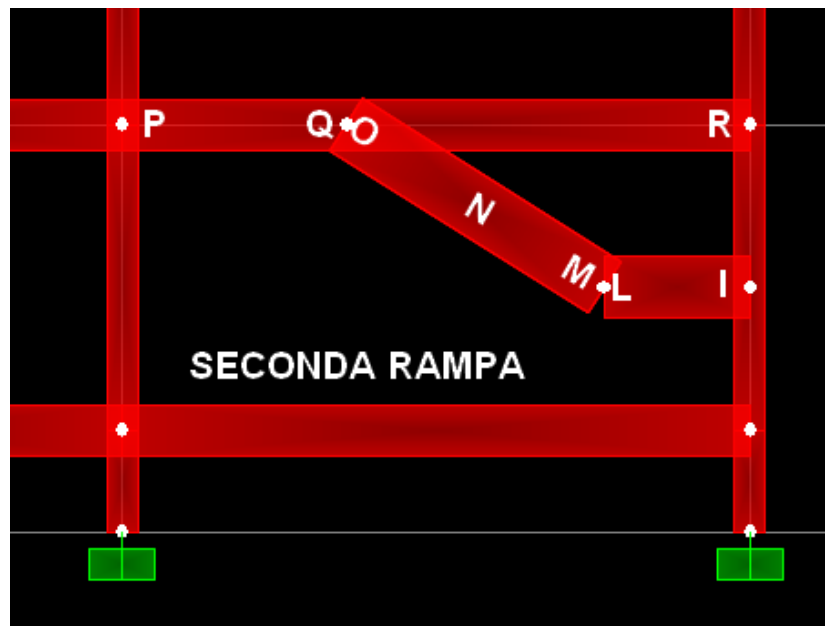


Fig. 53: Sezioni di calcolo - seconda rampa

Trave di pianerottolo L-I (b=30cm; h=50cm); Mt = 10 KNm

Sezione		Md	Td	As md	As	Td	As minima	14	20	As effettiva	M resistente
L	Sup	22	34	109,68	0	450	0	2	0	307,72	
	Inf	-43		214,38		450		4	0	615,44	101,79
I	Sup							4	0	615,44	
	Inf		56		143,22	143,22		2	0	307,72	-101,79

Tabella 67: Armature longitudinali - trave di pianerottolo L-I

Verifica bielle compresse				Portato dal calcestruzzo			(Asw/s) min	Φ staffe
Cls	Fcd	Vu (KN)	Vd agente	Fctd	δ	Vc (KN)	(cm2/m)	10
Rck 30	391	872,1	0	1,15	1	118,01	3,15	157

Passo		Passo staffe				
0,8*d	33 cm	S (m)	S eff (m)	Vsu (KN)	V rd (KN) min	
45,6	33	34,89	19,5	161,5	209,94	222,98

Sezione		Vsu min (KN)	Asw/s [cm2/m]	S (cm)	12 Φ min	Effettiva
L	Sx					
	Dx	-84,01	17	84,75	185,24	16,8

Sezione		Vsu min (KN)	Asw/s [cm2/m]	S (cm)	12 Φ min	Effettiva
I	Sx	-62,01	28	139,59	112,47	16,8
	Dx					

Tabella 68: Calcolo armature a taglio - trave di pianerottolo L-I

Taglio	Aswd/s	Aswmin/s	Asw/s			
	338,59	504,5	504,5			
Torsione	H	Ω (cm²)	P (cm)	A long	Astaffe	
	4,0	1056	136	164,69	121,095869	
Staffatura totale	Vu (KN)	Tu (KNm)	Td/Tu+Vd/Vu	Aswtot/s	Asw	s
	719,1	35,9	0,36	746,69	157	21,03
Verifica	Aswtot/s min	0,8 d	S min	P/8	S max	
	450	37,6	20	17	17	
Scelta finale: staffe fi 10 passo 15 per tutta la trave						

Tabella 69: Riepilogo armatura trasversale considerando la torsione - trave di pianerottolo L-I

Trave inclinata M-N-O (b=30; h=50); Mt = 10 KNm

Sezione		Md	Td	As md	As Td	As minima	14	20	As effettiva	M resistente
O	Sup					0	2	0	307,72	
	Inf	35	15	174,49	0	450	4	0	615,44	101,79
N	Sup					0	2	0	307,72	
	Inf	42	6	209,39	0	450	4	0	615,44	101,79
M	Sup					0	2	0	307,72	
	Inf	22	24	109,68	61,38	450	4	0	615,44	101,79

Tabella 70: Armature longitudinali - Trave inclinata M-N-O

Verifica bielle compresse				Portato dal calcestruzzo			(Asw/s)min	Φ staffe
Cls	Fcd	Vu (KN)	Vd agente	Fctd	δ	Vc (KN)	(cm2/m)	10
Rck 30	391	872,1	0	1,15	1	118,01	3,15	157

Passo		Passo staffe				
0,8*d	33 cm	S (m)	S eff (m)	Vsu (KN)	V rd (KN) min	
45,6	33	34,89	19,5	161,5	209,94	222,98

Sezione		Vsu min (KN)	Asw/s [cm2/m]	S (cm)	12 Φ min	Effettiva
O	Sx	-103,01	7,5	37,39	419,89	16,8
	Dx					

Sezione		Vsu min (KN)	Asw/s [cm2/m]	S (cm)	12 Φ min	Effettiva
N	Sx	-112,01	3	1,5	10497,18	16,8
	Dx					

Sezione		Vsu min (KN)	Asw/s [cm2/m]	S (cm)	12 Φ min	Effettiva
M		-94,01	12	5,98	2624,29	16,8

Tabella 71: Calcolo armature a taglio - Trave inclinata M-N-O

Taglio	Aswd/s	Aswmin/s	Asw/s			
	145,11	504,5	504,5			
Torsione	H	Ω (cm ²)	P (cm)	A long	Astaffe	
	4,0	1056	136	164,69	121,095869	
Staffatura totale	Vu (KN)	Tu (KNm)	Td/Tu+Vd/Vu	Aswtot/s	Asw	s
	719,1	35,9	0,31	746,69	157	21,03
Verifica	Aswtot/s min	0,8 d	S min	P/8	S max	
	450	37,6	20	17	17	

Scelta finale: staffe fi 10 passo 15 per tutta la trave

Tabella 72: Riepilogo armatura trasversale considerando la torsione - trave inclinata M-N-O

Trave primo piano 4-8 (b=30cm; h = 60cm); Mt = 5 KNm

Sezione		Md	Td	As md	As Td	As minima	14	20	As effettiva	M resistente
Pil 4	Sup	-68		339,01		540	4	0	615,44	-123,45
	Inf		74		0	135	2	0	307,72	
Pil 8	Sup	-37		184,46		540	4	0	615,44	-123,45
	Inf		49		125,32	135	2	0	307,72	
Q	Sup					0	2	0	307,72	
	Inf	17	22	84,75	56,27	540	4	0	615,44	123,45

Tabella 73: Armature longitudinali - trave primo piano 4-8

Verifica bielle compresse				Portato dal calcestruzzo			(Asw/s) min	Φ staffe
Cls	Fcd	Vu (KN)	Vd agente	Fctd	.δ	Vc (KN)	(cm2/m)	10
Rck 30	391	872,1	0	1,15	1	118,01	3,15	157

Passo		Passo staffe				
0,8*d	33 cm	S (m)	S eff (m)	Vsu (KN)	V rd (KN) min	
45,6	33	34,89	19,5	161,5	209,94	222,98

Sezione		Vsu min (KN)		Asw/s [cm2/m]	S (cm)	12 Φ min	Effettiva
P	Sx	-44,01	37	184,46	85,11	16,8	15
	Dx						

Sezione		Vsu min (KN)		Asw/s [cm2/m]	S (cm)	12 Φ min	Effettiva
R	Sx	-69,01	24,5	12,21	1285,37	16,8	15
	Dx						

Sezione		Vsu min (KN)		Asw/s [cm2/m]	S (cm)	12 Φ min	Effettiva
Q		-96,01	11	5,48	2862,87	16,8	15

Tabella 74: Calcolo armature a taglio - Trave primo piano 4-8

Taglio	Aswd/s	Aswmin/s	Asw/s			
	169,51	604,5	604,5			
Torsione	H	Ω (cm ²)	P (cm)	A long	Astaffe	
	4,0	1296	156	76,96	49,335354	
Staffatura totale	Vu (KN)	Tu (KNm)	Td/Tu+Vd/Vu	Aswtot/s	Asw	s
	872,1	44,06	0,2	703,17	157	22,33
Verifica	Aswtot/s min	0,8 d	S min	P/8	S max	
	450	45,6	20	19,5	19,5	
Scelta finale: staffe fi 10 passo 15 per tutta la trave						

Tabella 75: Riepilogo armatura trasversale considerando la torsione - trave primo piano 4-8

Per ogni trave nel lato più lungo è stato posizionato un ferro di parete $\Phi 12$ onde verificare la prescrizione della distanza minima dei ferri $s \leq 35 \text{ cm}$.

Le armature longitudinali comprendono la somma dell'armatura necessaria a flessione e a torsione, in maniera identica per la quantità di staffe.

Fondazione

Le fondazioni sono quegli elementi strutturali che permettono alla strutture di scaricare le sollecitazioni sul terreno.

Il trasferimento di queste sollecitazioni deve avvenire in modo tale da non superare la resistenza del terreno sul quale poggiano e le deformazioni che si vengono a produrre devono essere contenute, al fine di evitare che la struttura in elevazione perda la sua funzionalità. In particolar modo bisogna evitare che si creino degli abbassamenti differenziali, che sono i più pericolosi per il telaio, in quanto sono proprio questi che possono dar origine a delle sollecitazioni sugli elementi che non erano state previste in fase di progetto. Al contrario, un abbassamento uniforme della struttura, non incide in modo significativo sulla stabilità, in quanto non essendoci deformazioni differenti tra i vari pilastri, le sollecitazioni rimangono le stesse di quelle di progetto. Al contrario, si possono avere delle perdite di funzionalità in quanto avendo un abbassamento della struttura, si può avere che il terreno viene ad essere a una quota diversa da quella iniziale.

In particolar modo vanno calcolate le deformazioni nel lungo termine, soprattutto quando si è in presenza di terreni argillosi-limosi che sono caratterizzati da una bassa permeabilità.

Tipologia adottata

Vi sono tre tipologie di fondazioni dirette:

- Plinti (alti o bassi)
- Travi rovesce
- Platee

Nel caso in esame si è deciso di utilizzare la tipologia di **plinti isolati** di tipo **basso** .

Carico limite

La prima fase della progettazione di una fondazione consiste nel predimensionare l'area di contatto tra l'elemento strutturale e il terreno la quale è legata alle caratteristiche del terreno stesso, ossia al carico limite che quest'ultimo può sopportare.

Per la valutazione del carico limite si è utilizzata la formula *trinomia di Terzaghi* modificata andando ad ipotizzare un'area iniziale di forma quadrata, una profondità del piano di posa D e delle caratteristiche del terreno ricavate dalla seguente tabella: [*"Fondazioni"* (Viggiani)]:

PROVA TxCU				Argilla Limosa		
campione	1	2	3			
σ_3	500	650	800	γ	19	KN/m ³
σ_1	1270	1685	2162	c'	50	KPa
u	220	235	256	φ'	32,5	°
σ'_3	280	415	544	D	1	m
σ'_1	1050	1450	1906	B	1,5	m
				L	1,5	m
				H	0,5	m

Tabella 76: Caratteristiche del terreno ricavate dalla prova TxCU (triassale consolidata non drenata)

Relazione trinomia di Terzaghi:

$$q_{lim} = N_q \cdot \gamma \cdot D \cdot I_q + N_c \cdot c \cdot I_c + N_\gamma \cdot \gamma \cdot \frac{B}{2} \cdot I_\gamma$$

ϕ	Nq	Nc	Nγ
30	18	30	22
31	21	33	26
32	23	35	30
33	26	39	35
34	29	42	41
35	33	46	48

Tabella 77: Coefficienti in base all'angolo d'attrito

Coefficienti di forma per fondazione quadrata (B=L):

$$I_q = 1 + \frac{B}{L} \operatorname{tg}(\phi) = 1,637; I_c = 1 + \frac{B}{L} \frac{N_q}{N_c} = 1,667; I_\gamma = 1 - 0,4 \frac{B}{L} = 0,6$$

Si ricava quindi, ipotizzando una sezione 2m x 2m, $q_{lim} = 4,226 \text{ MPa}$.

Il pilastro più sollecitato è il P10 soggetto ad uno sforzo assiale pari a 1490 KN e momenti $M_x = -13,53 \text{ KNm}$ $M_y = -4,20 \text{ KNm}$.

L'eccentricità del carico sul pilastro è pari a:

$$e_x = M_x / N = 12,40 / 1490 = 9 \text{ mm}$$

$$e_y = M_y / N = 4,2 / 1490 = 3 \text{ mm}$$

quindi trascurabile.

Assumendo un coefficiente di sicurezza pari a 3 per la resistenza del terreno si ha che la tensione ammissibile è pari a:

$$\sigma_u = \frac{\sigma_{lim}}{3} \text{ quindi l'area minima di appoggio è pari a:}$$

$$A_{min} = \frac{N}{\sigma_u} = \frac{1490 \text{ KN}}{4,226 \text{ Mpa} / 3} = 1,126 \text{ m}^2$$

La sezione di predimensionamento è alquanto sovradimensionata, pertanto si adotta una sezione **B = L = 1,5 m**.

Rieffettuando i calcoli si ha $q_{lim} = 4,13 \text{ MPa}$ e quindi:

$$A_{min} = \frac{N}{\sigma_u} = \frac{1490 \text{ KN}}{4,13 \text{ Mpa} / 3} = 1,162 \text{ m}^2 \text{ da cui } B = L = \sqrt{A_{min}} = 1,08 \text{ m}, \text{ quindi verificata.}$$

Dimensionata l'area di contatto, se il centro di pressione cade al di fuori del nocciolo centrale d'inerzia ($B/6$; $L/6$) si procede con la valutazione della reazione del terreno; per fare ciò si utilizzerà la seguente relazione:

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A} \pm \frac{M_x}{W_x} \pm \frac{M_y}{W_y} \quad \text{con:}$$

N = carico verticale complessivo di calcolo applicato al plinto

$$M_x = m_x + V_y \cdot h$$

$$M_y = m_y + V_x \cdot h$$

In questo caso le sollecitazioni flettenti sono talmente modeste da far cadere la risultante dello sforzo normale a meno di un centimetro dall'asse del pilastro 10, ed essendo una sezione quadrata, il nocciolo di inerzia è 12,5 cm, quindi lo sforzo normale ricade abbondantemente all'interno di esso. Si può quindi approssimare abbondantemente la tensione come quella solamente normale, quindi con relativa precisione $\sigma_{\max} = \sigma_u$.

Dimensionamento sezione e armatura

Il plinto è di dimensioni **1,5m x 1,5m**, alto **0,6 m** e quindi con $H/b \leq 1$.

Data la disposizione delle armature sul fondo del plinto, a causa della aggressività del terreno e di possibili falde nel terreno, bisogna prevedere un copriferro maggiore di quello adottato per le armature della strutture in elevazione. In particolare si adotta un valore superiore ai **4 cm**, come prescritto dalla norma.

Si procede dividendo il plinto in quattro elementi indipendenti, che hanno un comportamento equivalente a delle mensole. In questo modo si viene a semplificare il problema, portandolo da un sistema iperstatico e tridimensionale ad uno isostatico e monodimensionale, aumentando anche la sicurezza in quanto si sovrastimano le sollecitazioni.

In questo caso, avendo un plinto quadrato 1,5 x 1,5, è sufficiente calcolare solamente una delle quattro mensole e dimensionarne la armatura, in quanto data la forma quadrata di ambo gli elementi coinvolti (plinto e relativo pilastro 10) le mensole sono evidentemente identiche tra loro.

Si procede all'individuazione del momento agente sulla sezione di incastro della mensola che ha una lunghezza di sbalzo pari a $L = \frac{(A-a)}{2} + 0,15$ $a = 0,89$ m .

Il carico sulla mensola è dato dalla massima pressione esercitabile dal terreno depurata dal carico agente sul plinto stesso dovuto al peso proprio dell'elemento e dal carico di terreno al di sopra dello stesso.

Si ottiene quindi un momento agente sulla sezione di incastro della mensola

$$M = (\sigma_t - p) \frac{BL^2}{2} = 439 \text{ KNm}$$

in quanto, dato che i momenti agenti sul plinto sono trascurabili, si considera con buona approssimazione che la sezione sia interamente compressa.

E' di facile dimostrazione che la sezione è approssimabile ad una uniformemente compressa; calcolando le tensioni:

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} = 0,72 \text{ MPa} \quad \text{e} \quad \sigma_{min} = \frac{N}{A} - \frac{M}{W} = 0,61 \text{ MPa}$$

si nota che sono molto simili, e quindi anche per aumentare la sicurezza, trovandoci a lavorare con materiali naturali sciolti, si è preferito considerare la tensione uniforme sotto tutto il plinto.

A causa di questo meccanismo flessionale che tende la parte inferiore del plinto, si possono creare delle fessure, ragione per la quale è bene aumentare il copriferro, in particolar modo se vi è la possibilità di avere una falda a livello del piano di posa, fatto questo che potrebbe portare alla corrosione dei ferri di armatura.

Per armare la sezione considerata, al fine di poter resistere a tale momento si è disposta un'armatura pari a $A_s = \frac{M}{(0,9 H F_{yd})} = 86,5 \text{ cm}^2$.

Utilizzando ferri di armatura $\Phi 16$ si rendono necessari 12 ferri disposti nelle due direzioni principali, per un ammontare di 24 ferri.

Verifica a punzonamento

Trattandosi di un plinto basso, vi è anche la necessità di una verifica a punzonamento in quanto non si hanno armature resistenti a taglio. Nel caso in cui la verifica non sia soddisfatta, si renderebbe necessaria l'introduzione di un'armatura che assorba la sollecitazione di trazione che si viene a creare. In particolare la rottura per punzonamento sul cls avviene su di una sezione tronco-conica con base il perimetro del pilastro.

Si procede calcolando la forza agente per il punzonamento dovuto al carico portato dal pilastro 10, depurato dalla forza esercitata dal terreno al di sotto del pilastro:

$$F = N - (\sigma_t - \sigma_p) A = 1337 \text{ KN}$$

Individuata la forza di punzonamento, si verifica se il calcestruzzo del plinto ha la necessaria resistenza per supportare tale sollecitazione, individuando la forza di punzonamento resistente: $F_r = 0,5 p h f_{ctd} = 2470 \text{ KN}$

Si è quindi verificato che il plinto è sufficientemente verificato a punzonamento.

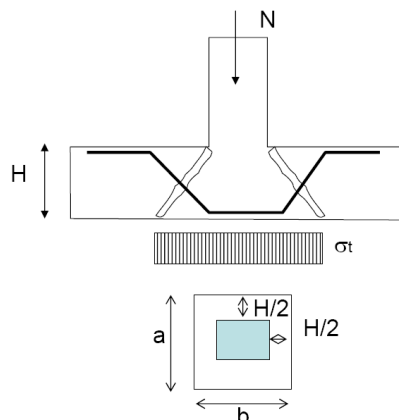
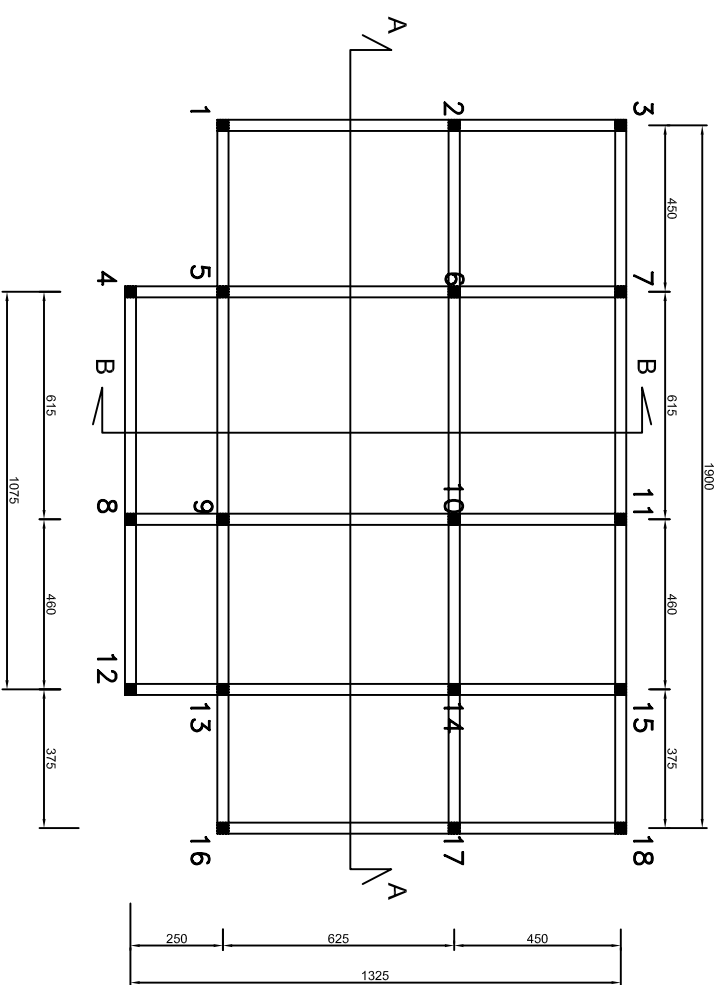
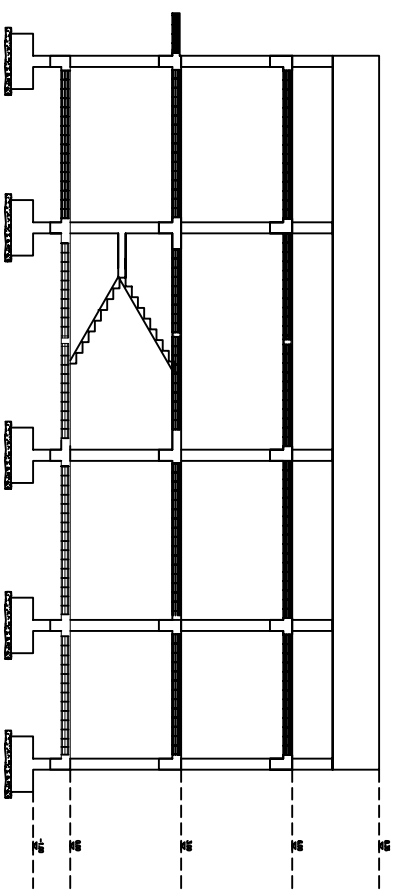


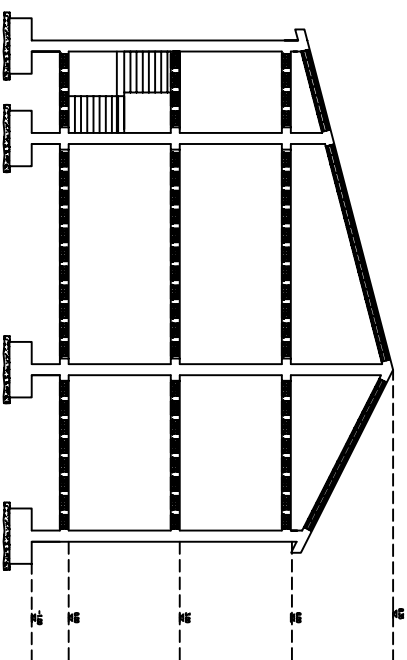
Fig. 54: Schema verifica punzonamento



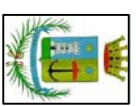
SEZIONE A-A



SEZIONE B-B



DISEGNI BY BERTI ANDREA
E' vietata la copia e la redistribuzione del materiale



COMUNE DI SANTA MARINELLA
PROGETTO DI UN EDIFICIO PER CIVILE ABITAZIONE



Tavola N: **A**

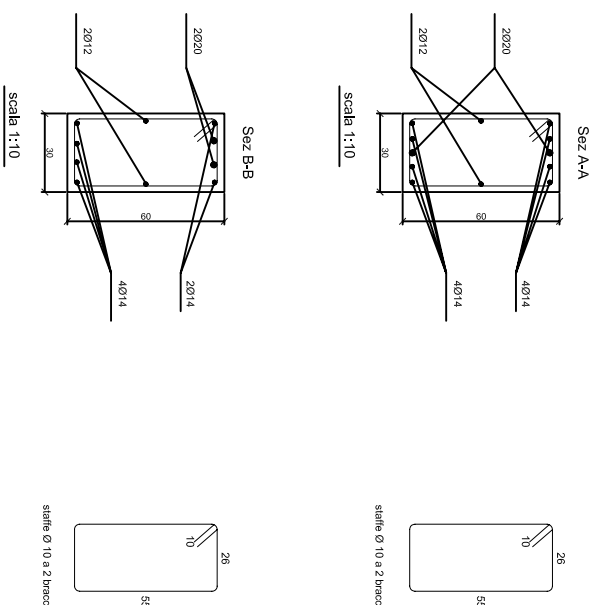
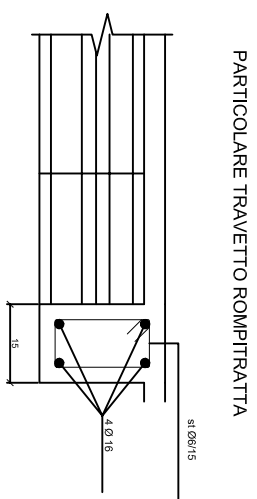
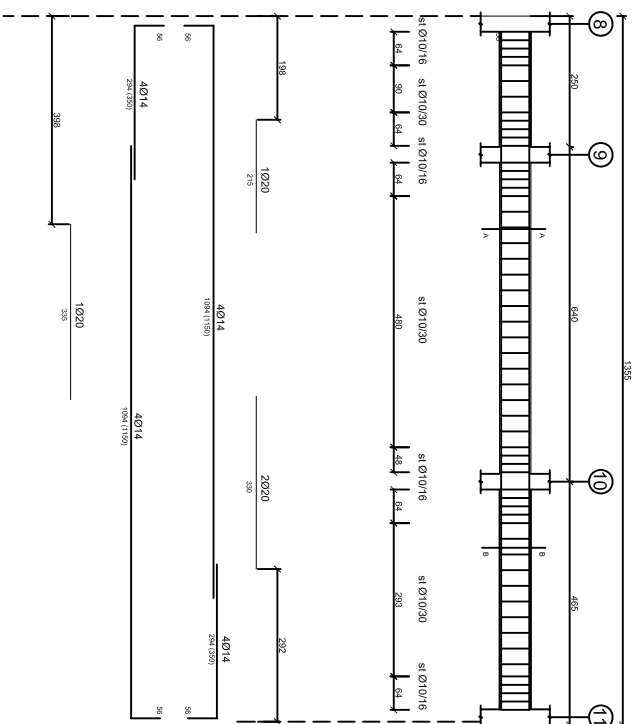
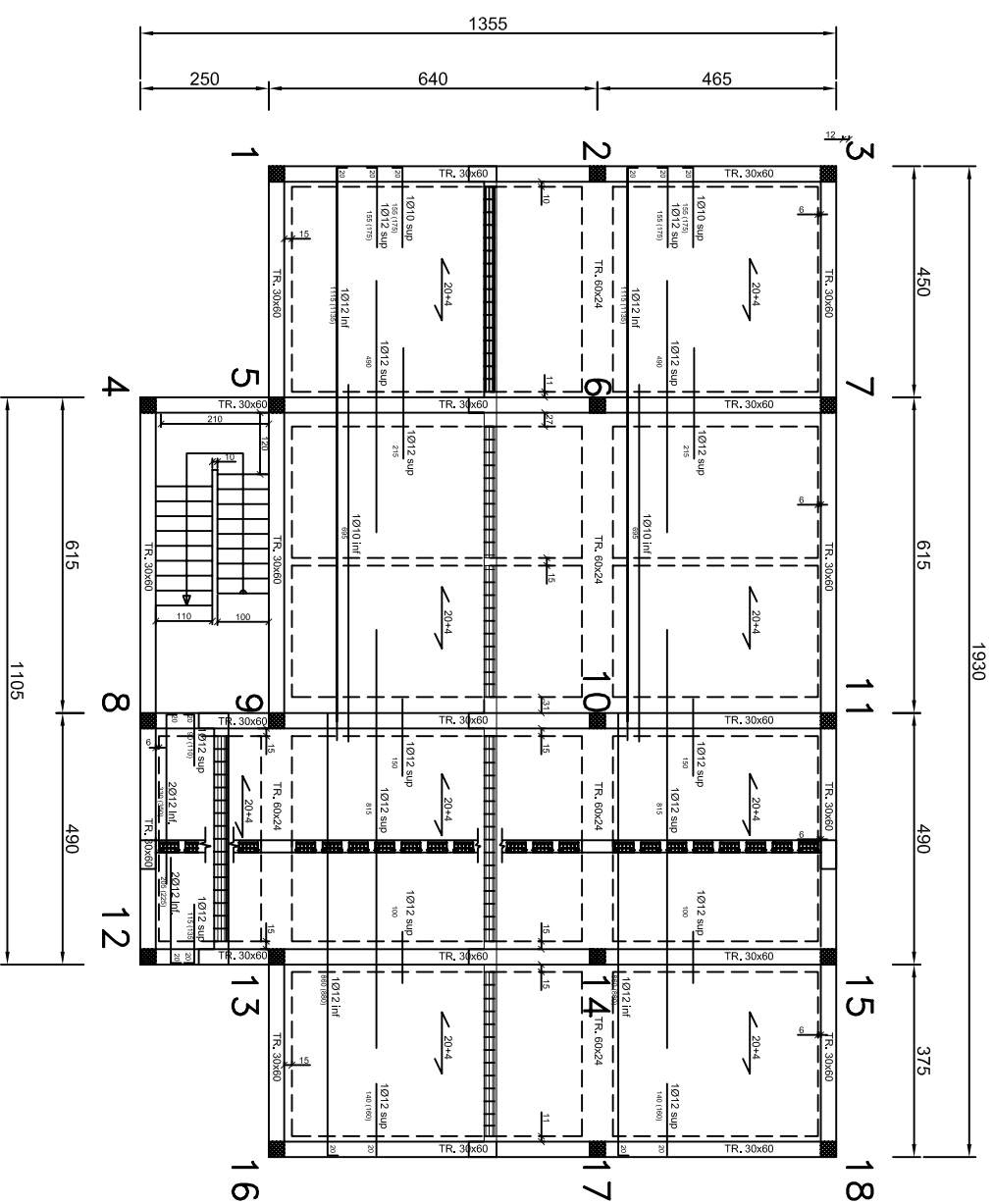
Data :19/07/2007
 Scala: 1:50

Titolo tavola: **Sezioni**

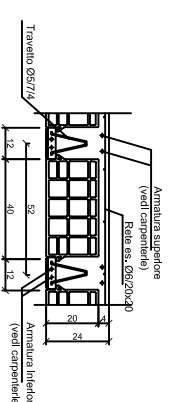
REV.	DATA	DESCRIZIONE VARIANTE
1		
2		
3		
4		

Gruppo: BCP Engineering
 Andrea Berti
 Mattia Campolese
 Marco Paccapelo





SEZIONE SOLAIO TIPO



- Note:
- Le armature indicate si riferiscono ad un travetto
 - Il copriero inferiore dei solai deve essere di 3,0 cm
 - Il copriero delle armature delle travi deve essere 3,0 cm
 - Le dimensioni indicate per la sagoma delle travi sono quelle esterne
 - Disporre nella soletta superiore del solaio una rete di ripartizione Ø 6/20x20 che non deve essere direttamente appoggiata sui laterali
 - I gancci delle staffe devono essere piegati a 135° all'interno della trave
 - Raggio mandrino di piegatura delle barre:
 - Ø ≤ 16 = 4Ø
 - Ø > 16 = 7Ø

QUOTE IN CM.

Materiali:
 Conglomerato cementizio:
 Strutture in elevazione:
 Tipo di cemento : 1
 Classe di resistenza : 30 MPa
 Rapporto acqua/cemento (massimo) : 0,5
 Classe di consistenza : S4
 Max dimensione aggregato : 25 mm
 Strutture in fondazione:
 Tipo di cemento : 1
 Classe di resistenza : 30 MPa
 Rapporto acqua/cemento (massimo) : 0,5
 Classe di consistenza : S4
 Max dimensione aggregato : 25 mm
 Acciaio in barre : B450C
 Acciaio per r.e.s. : B450C


DISEGNI BY BERTI ANDREA
E' vietata la copia e la redistribuzione del materiale

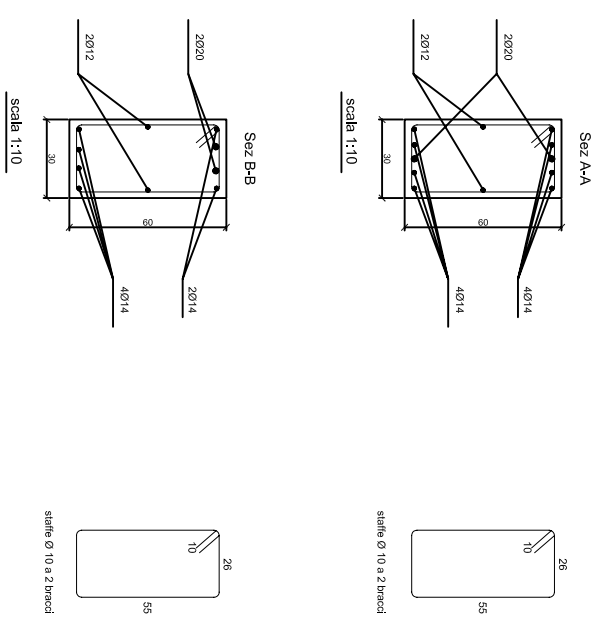
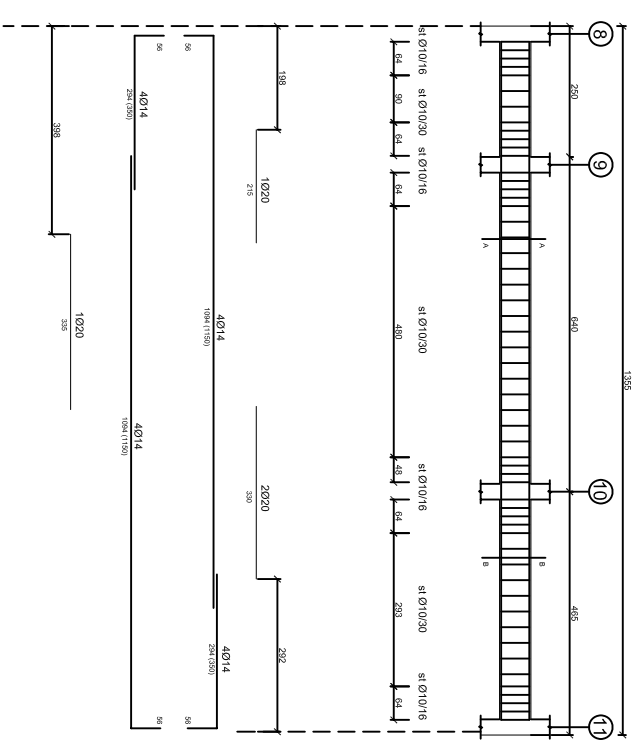
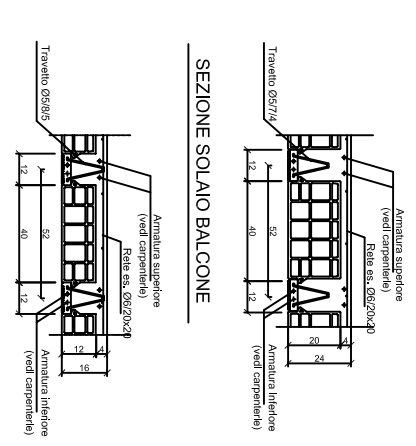
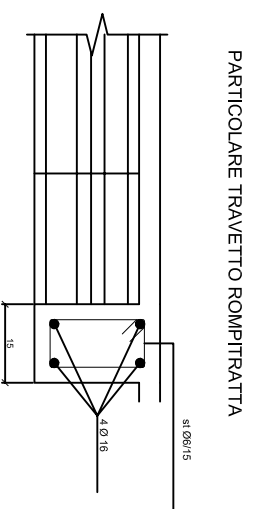
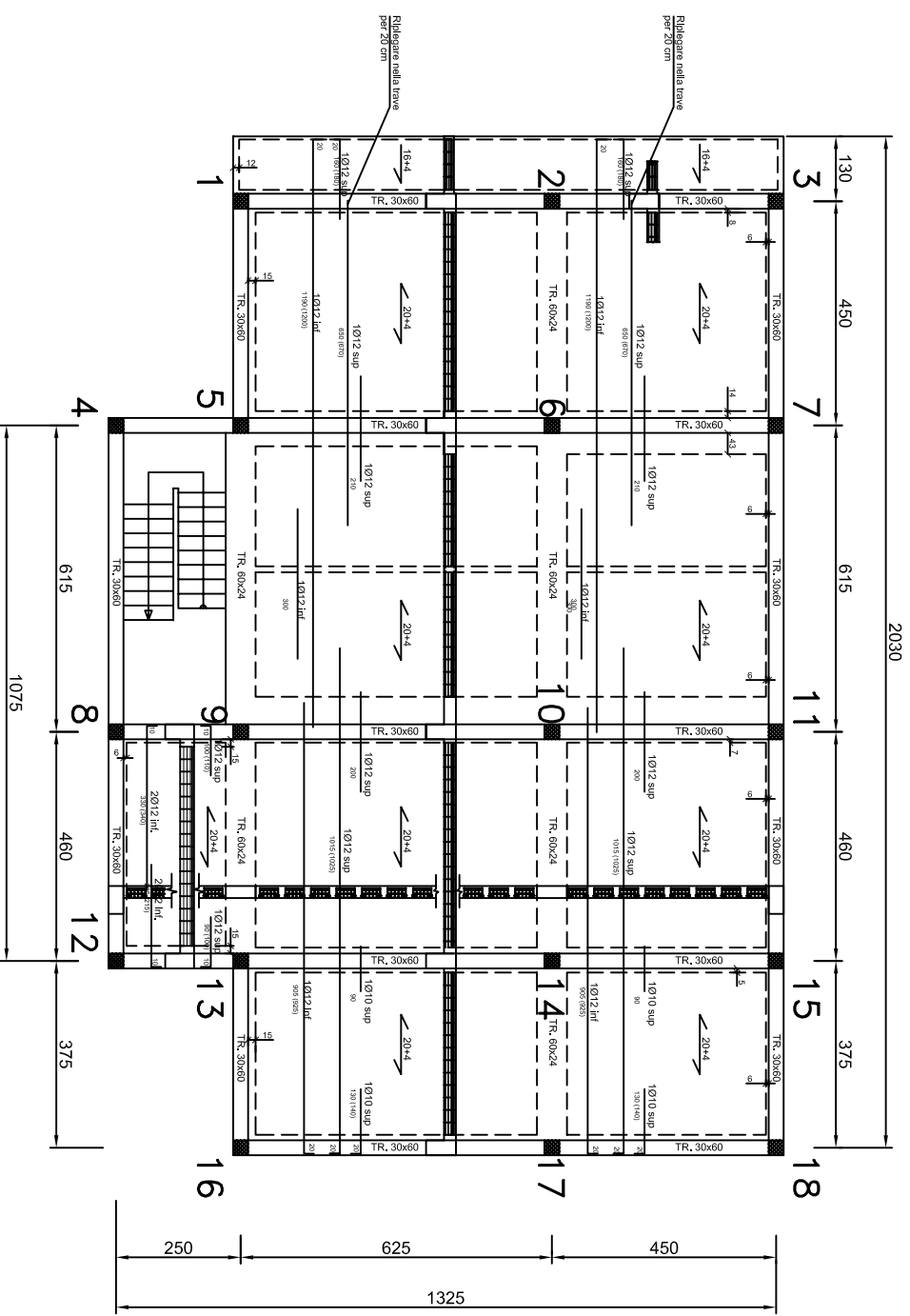

COMUNE DI SANTA MARINELLA
 PROGETTO DI UN EDIFICIO PER CIVILE ABITAZIONE

Tavola N°: **S1**
 Data: 19/07/2007
 Scala: 1:50
 Titolo tavola: **Strutturale P.Terra**

REV.	DATA	DESCRIZIONE VARIANTE
1		
2		
3		
4		

Gruppo: BCP Engineering
 Andrea Berti
 Mattia Campese
 Marco Paccagnolo


 ROMA TRRE
 TRAVATA DI CEMENTO



DISEGNI BY BERTI ANDREA
E' vietata la copia e la redistribuzione del materiale

SEZIONE SOLAIO TIPO

Armadura superiore (vedi carpenteria)
 Rete as. Ø8/20x24
 Armatura inferiore (vedi carpenteria)

SEZIONE SOLAIO BALCONE

Armadura superiore (vedi carpenteria)
 Rete as. Ø8/20x24
 Armatura inferiore (vedi carpenteria)

Note:

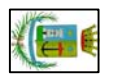
- Le armature indicate si riferiscono ad un travetto
- Il copriferro inferiore dei solai deve essere di 3,0 cm
- Il copriferro delle armature delle travi deve essere 3,0 cm
- Le dimensioni indicate per la sagoma delle barre sono quelle esterne
- Disporre nella soletta superiore del solaio una rete di ripartizione Ø 6/20x20 che non deve essere direttamente appoggiata sui laterali
- Raggio mandrino di piegatura delle barre:
 - Ø ≤ 16 = 4Ø
 - Ø > 16 = 7Ø

QUOTE IN CM.

Materiali:
 Conglomerato cementizio:
 Strutture in elevazione:
 Tipo di cemento : : 1
 Classe di resistenza : : 30 MPa
 Rapporto acqua/cemento (massimo) : : 0,5
 Classe di consistenza : : S4
 Max dimensione aggregato : : 25 mm

Strutture in fondazione:
 Tipo di cemento : : 1
 Classe di resistenza : : 30 MPa
 Rapporto acqua/cemento (massimo) : : 0,5
 Classe di consistenza : : S4
 Max dimensione aggregato : : 25 mm

Acciaio in barre : B450C
 Acciaio per r.e.s. : B450C



COMUNE DI SANTA MARINELLA
 PROGETTO DI UN EDIFICIO PER CIVILE ABITAZIONE

Gruppo: BCP Engineering
 Andrea Berti
 Mattia Campese
 Marco Paccopiego

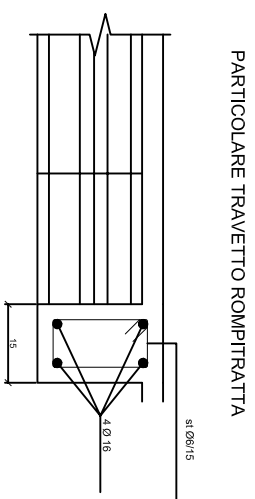
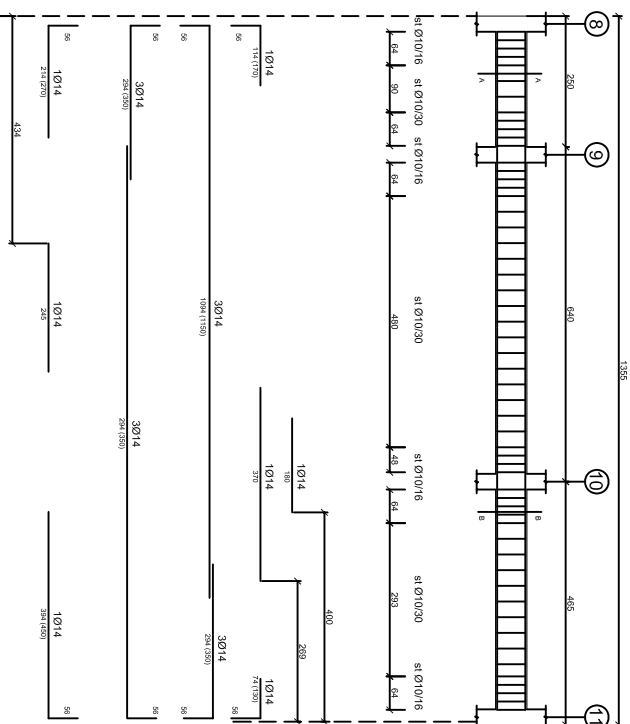
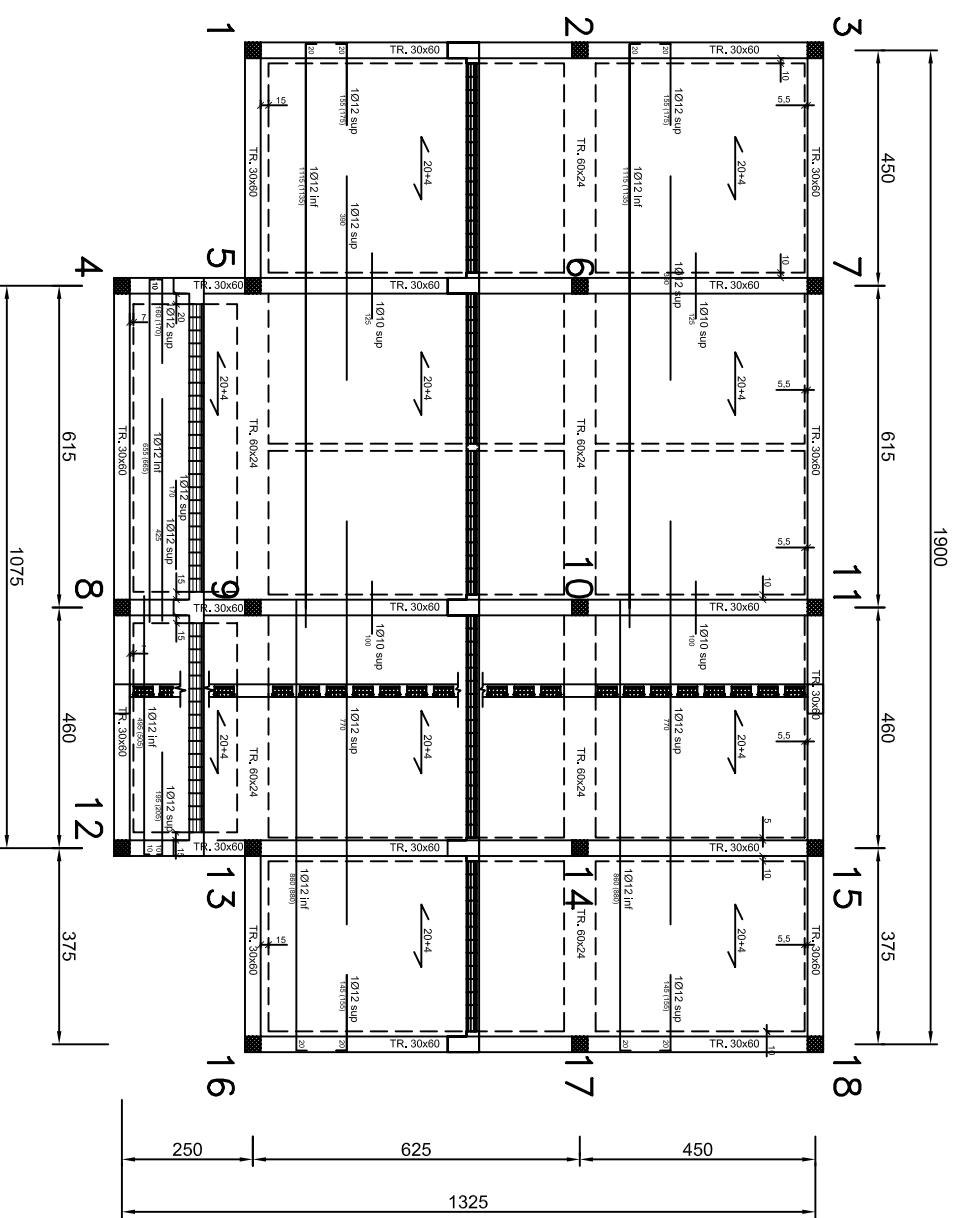
BCP

Tavola N°: **S2**
 Data: 19/07/2007
 Scala: 1:50

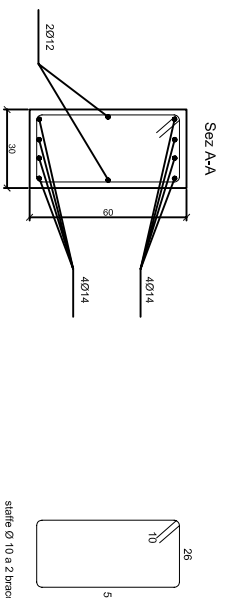
Titolo tavola:
 Strutturale P. Primo

REV.	DATA	DESCRIZIONE VARIANTE
1		
2		
3		
4		

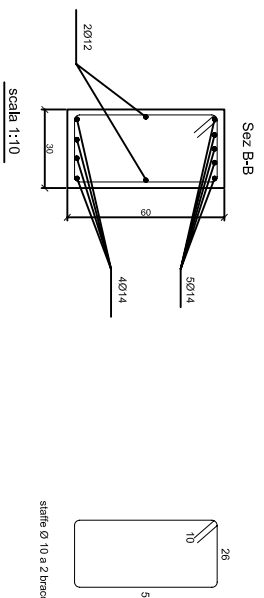
ROMA
TRB
 STUDIO DI ARCHITETTURA



scala 1:5

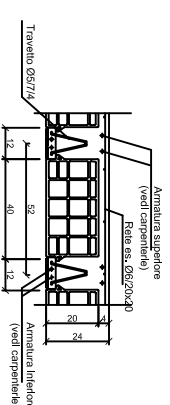


scala 1:10



scala 1:10

SEZIONE SOLAIO TIPO



Note:

- Le armature indicate si riferiscono ad un travetto
- Il copriferro inferiore dei solai deve essere di 3,0 cm
- Il copriferro delle armature delle travi deve essere 3,0 cm
- Le dimensioni indicate per la sagoma delle barre sono quelle esterne
- Disporre nella soletta superiore del solaio una rete di ripartizione Ø 6/20x20 che non deve essere direttamente appoggiata sui laterali
- Raggio mandrino di piegatura delle barre:
 - Ø ≤ 16 = 4Ø
 - Ø > 16 = 7Ø

QUOTE IN CM.

Materiali:
 Conglomerato cementizio:
 Strutture in elevazione:
 Tipo di cemento : 1
 Classe di resistenza : 30 MPa
 Rapporto acqua/cemento (massimo) : 0,5
 Classe di consistenza : S4
 Max dimensione aggregato : 25 mm
 Strutture in fondazione:
 Tipo di cemento : 1
 Classe di resistenza : 30 MPa
 Rapporto acqua/cemento (massimo) : 0,5
 Classe di consistenza : S4
 Max dimensione aggregato : 25 mm
 Acciaio in barre : B450C
 Acciaio per r.e.s. : B450C

DISEGNI BY BERTI ANDREA
E' vietata la copia e la redistribuzione del materiale

COMUNE DI SANTA MARINELLA
PROGETTO DI UN EDIFICIO PER CIVILE ABITAZIONE

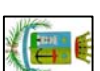
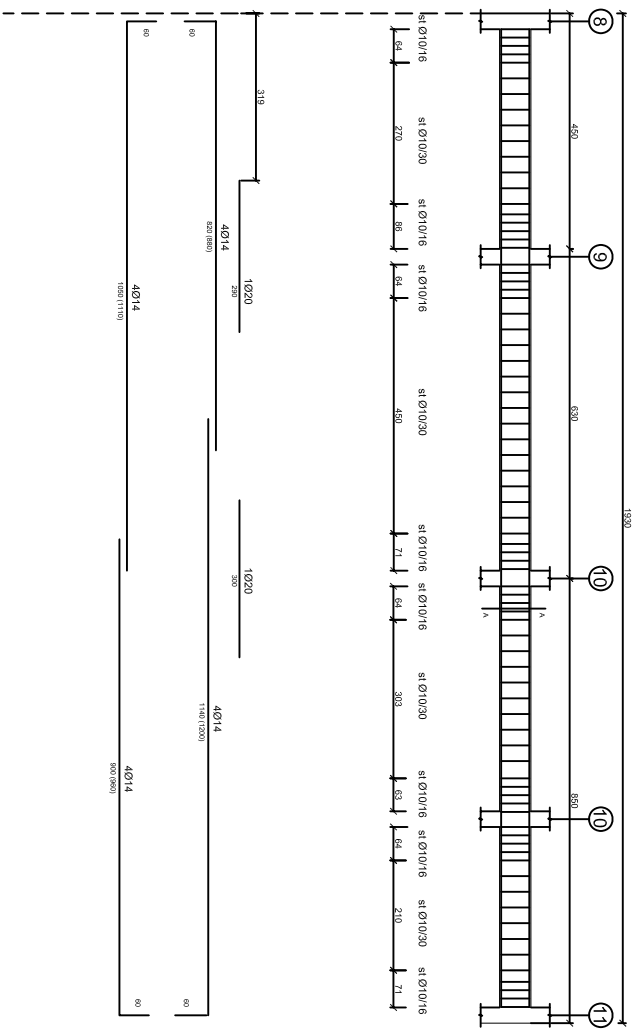
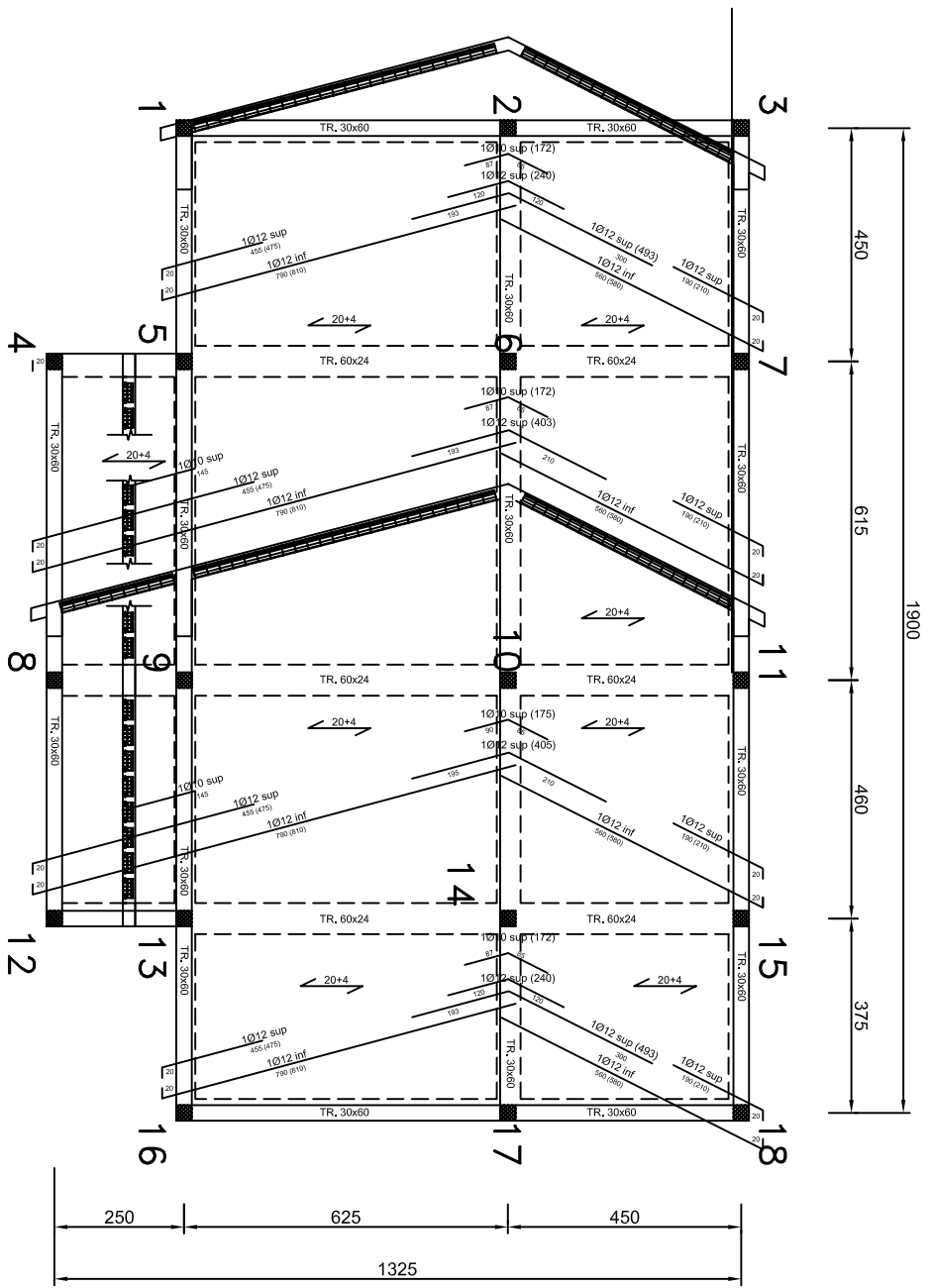


Tavola N°: **S3**
 Data: 19/07/2007
 Scala: 1:50
 Titolo tavola: **Strutturale Interpiano**

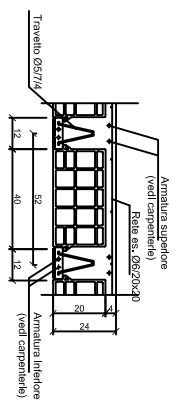
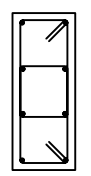
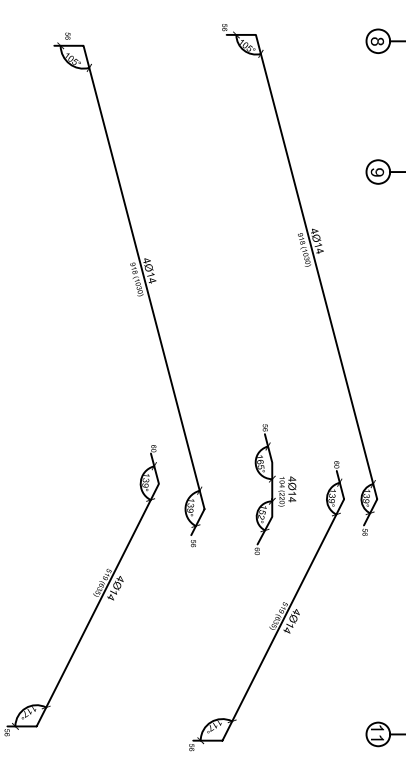
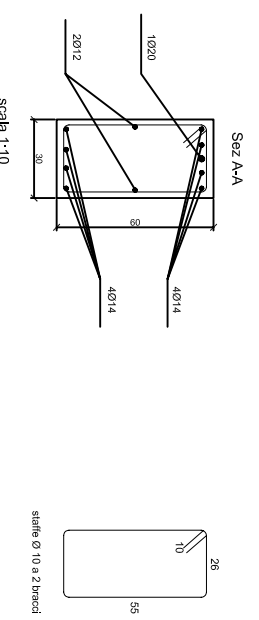
REV.	DATA	DESCRIZIONE VARIANTE
1		
2		
3		
4		

Gruppo: BCP Engineering
 Andrea Berti
 Mattia Campolise
 Marco Paccagnolo





TRAVATA 8-9-10-11



SEZIONE SOLAIO TIPO

- Note:
- Le armature indicate si riferiscono ad un travetto
 - Il copriferro inferiore del solaio deve essere di 3,0 cm
 - Il copriferro delle armature delle travi deve essere 3,0 cm
 - Le dimensioni indicate per la sagoma delle barre sono quelle esterne
 - Disporre nella soletta superiore del solaio una rete di ripartizione Ø 6/20x20 che non deve essere direttamente appoggiata sui laterali
 - Raggio mandrino di piegatura delle barre:
 - Ø ≤ 16 = 4Ø
 - Ø > 16 = 7Ø

QUOTE IN CM.

Materiali:
 Conglomerato cementizio:
 Strutture in elevazione:
 Tipo di cemento : 1
 Classe di resistenza : 30 MPa
 Rapporto acqua/cemento (massimo) : 0,5
 Classe di consistenza : S4
 Max dimensione aggregato : 25 mm
 Strutture in fondazione:
 Tipo di cemento : 1
 Classe di resistenza : 30 MPa
 Rapporto acqua/cemento (massimo) : 0,5
 Classe di consistenza : S4
 Max dimensione aggregato : 25 mm
 Acciaio in barre : B450C
 Acciaio per r.e.s. : B450C

DISEGNI BY BERTI ANDREA
E' vietata la copia e la redistribuzione del materiale



COMUNE DI SANTA MARINELLA
PROGETTO DI UN EDIFICIO PER CIVILE ABITAZIONE

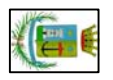


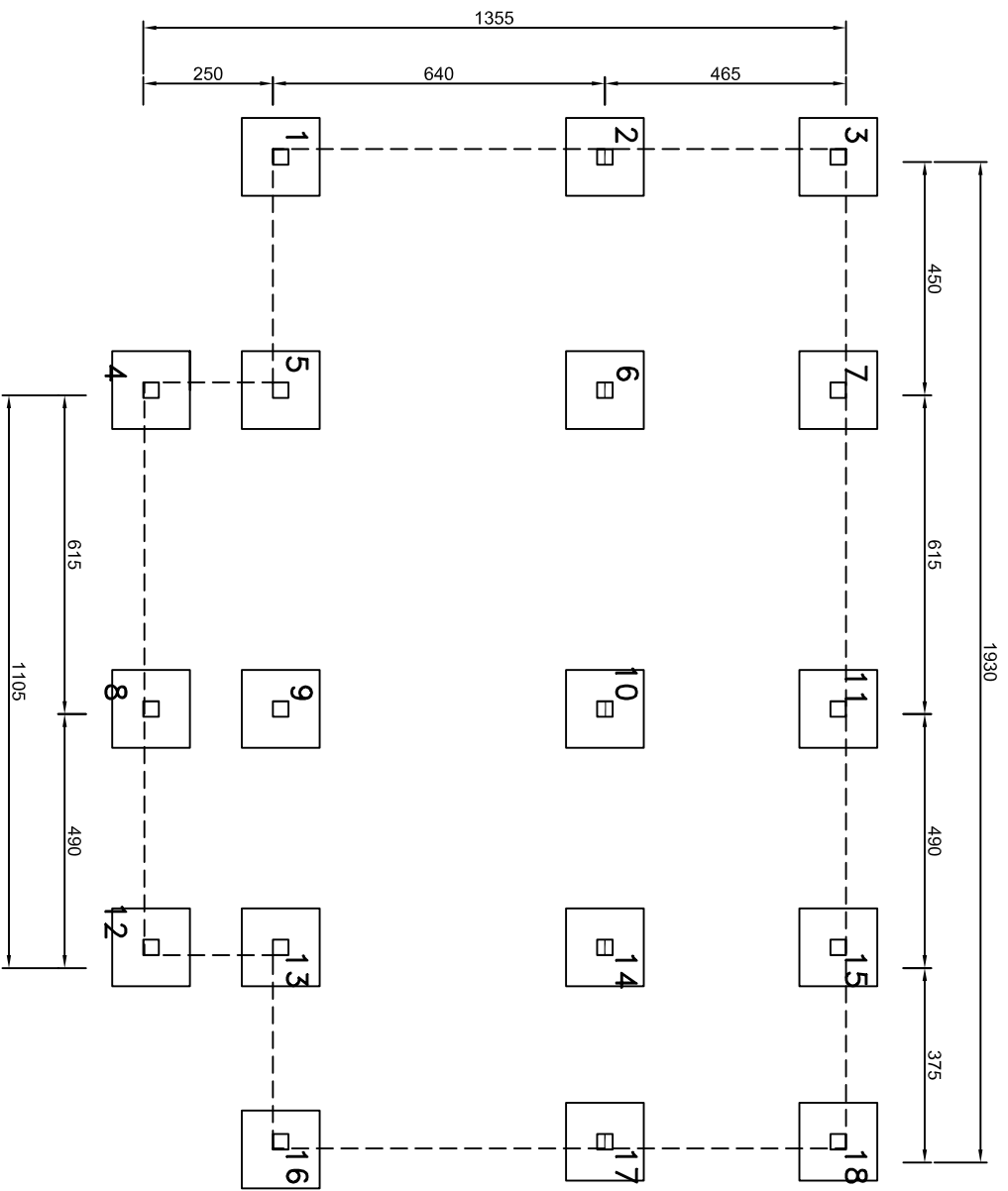
Tavola N°: **S4**
 Data: 19/07/2007
 Scala: 1:50
 Titolo tavola: **Strutturale Copertura**

REV.	DATA	DESCRIZIONE VARIANTE
1		
2		
3		
4		

Gruppo: BCP Engineering
 Andrea Berti
 Mattia Campese
 Marco Paccagnolo

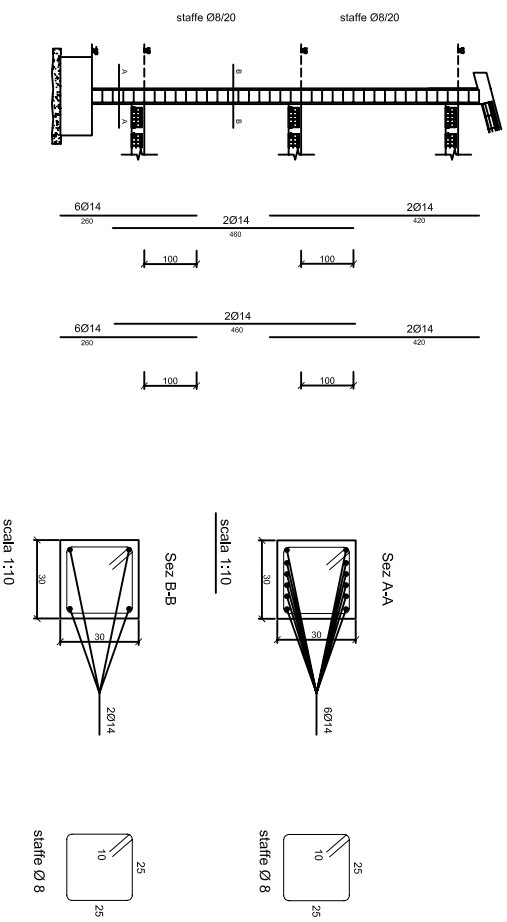


PIANTA FILI FISSI E FONDAZIONI

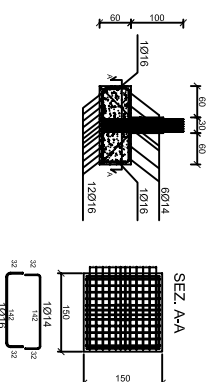


DISEGNI BY BERTI ANDREA
E' vietata la copia e la redistribuzione del materiale

PILASTRO 10



PLINTO 10



REV.	DATA	DESCRIZIONE VARIANTE
1		
2		
3		
4		

BCP

Tavola N°: **S5**

Data: 19/07/2007

Scale: 1:50

Titolo tavola:
Fondazioni e Pilastri

COMUNE DI SANTA MARINELLA
PROGETTO DI UN EDIFICIO PER CIVILE ABITAZIONE



Materiali:

Conglomerato cementizio:
 Strutture in elevazione:
 Tipo di cemento : 1
 Classe di resistenza : 30 MPa
 Rapporto acqua/cemento (massimo) : 0,5
 Classe di consistenza : S4
 Max dimensione aggregato : 25 mm

Strutture in fondazione:
 Tipo di cemento : 1
 Classe di resistenza : 30 MPa
 Rapporto acqua/cemento (massimo) : 0,5
 Classe di consistenza : S4
 Max dimensione aggregato : 25 mm

Acciaio in barre : B450C
 Acciaio per r.e.s. : B450C

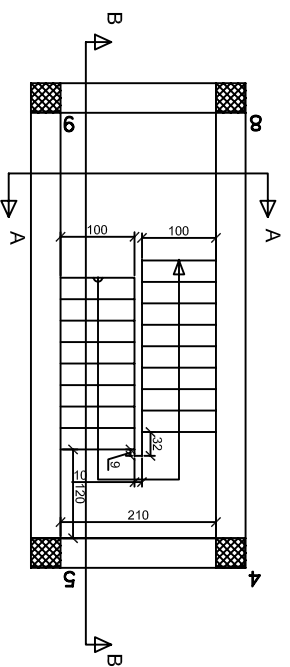
QUOTE IN CM.

- Note:**
- Le armature indicate si riferiscono ad un travetto
 - Il copri ferro inferiore dei solai deve essere di 3.0 cm
 - Il copri ferro delle armature delle travi deve essere 3.0 cm
 - Le dimensioni indicate per la sagoma delle barre sono quelle esterne
 - Disporre nella soletta superiore del solaio una rete di ripartizione Ø 6/20x20 che non deve essere direttamente appoggiata sui laterizi
 - I gancci delle staffe devono essere ribattuti a 135° all'interno della trave
 - Raggio mandrino di piegatura delle barre:
 - Ø ≤ 16 = 4Ø
 - Ø > 16 = 7Ø

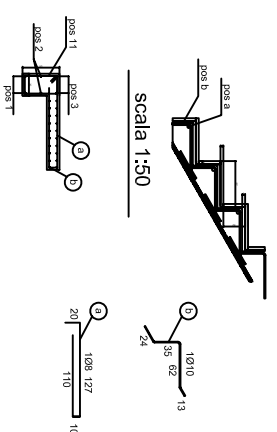
Gruppo: BCP Engineering
 Andrea Berti
 Mirella Campese
 Marco Piccadello

ROMA
NTRE
 UNIVERSITÀ TERESA STARBU

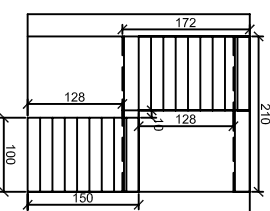
PIANTA



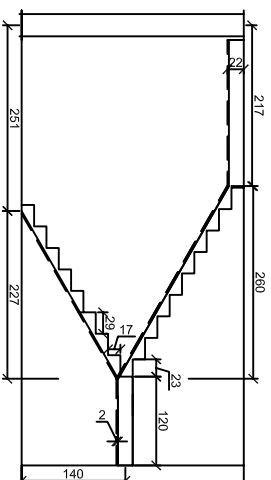
SEZIONE GRADINO



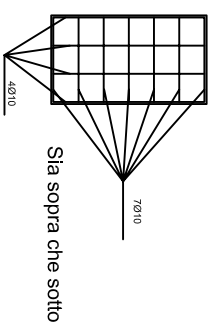
SEZIONE A-A



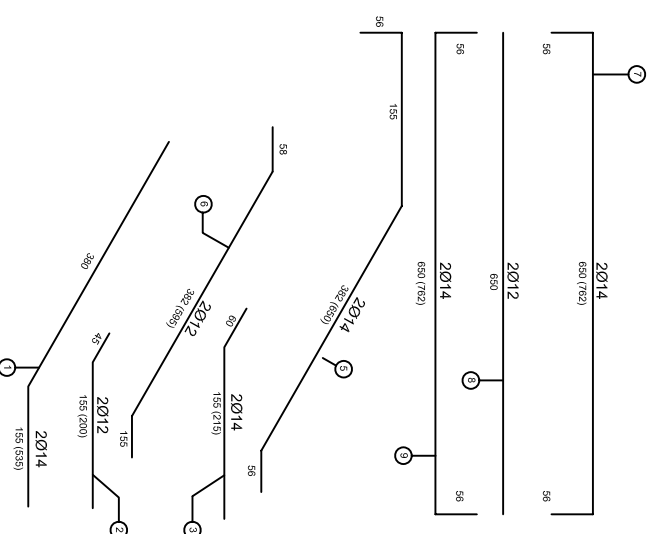
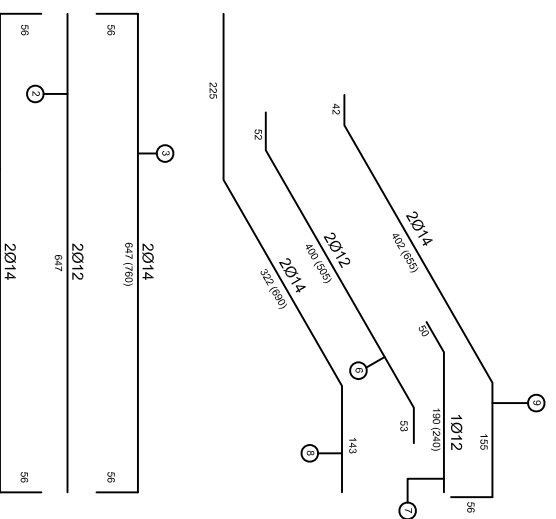
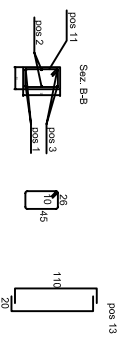
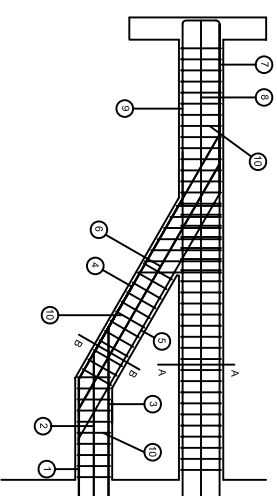
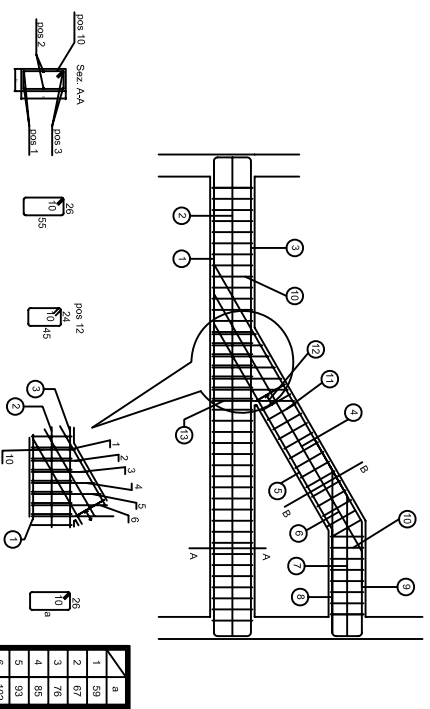
SEZIONE B-B



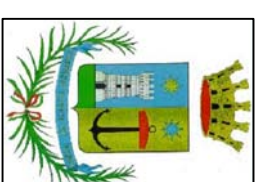
SEZIONE PLANEROTTOLO



Sia sopra che sotto



DISEGNI BY BERTI ANDREA
E' vietata la copia e la redistribuzione del materiale



COMUNE DI SANTA MARINELLA

PROGETTO DI UN EDIFICIO PER CIVILE ABITAZIONE



Tavola N°:

S6

Data : 19/07/2007

Scala: 1:50

Titolo tavola:

Scala

REV.	DATA	DESCRIZIONE VARIANTE
1		
2		
3		
4		

Gruppo: BCP Engineering

Andrea Berti

Mattia Campolese

Marco Paccapelo

