

Tecnica delle Costruzioni
Corso di laurea in ingegneria edile
Prof. Ing. Andrea Prota–a.a.
2022/2023

Ivano D'Apice

N41002772

Indice

1	Assegno Solaio	2
2	Analisi dei carichi	3
2.1	Carichi strutturali permanenti G_1	4
2.2	Carichi permanenti non strutturali G_2	4
2.3	Condizioni di Carico	4
3	Sollecitazioni di progetto allo Stato Limite Ultimo	5
3.1	Combinazione di carico n° 1	6
3.2	Combinazione di carico n° 2	13
3.3	Combinazione di carico n° 3	14
3.4	Inviluppo momenti	15

Capitolo 1

Assegno Solaio

Geometria

$$L_1 = 0,70 + 0,10 \cdot n$$

$$L_2 = 4,30 + 0,10 \cdot c$$

$$L_3 = 4,80 + 0,10 \cdot c - 0,10 \cdot n$$

n=n.ro lettere del nome

c=n.re lettere del cognome

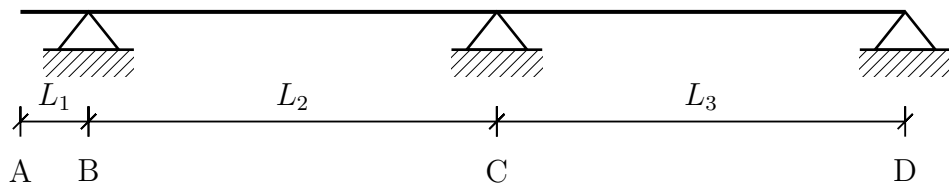


Figura 1.1

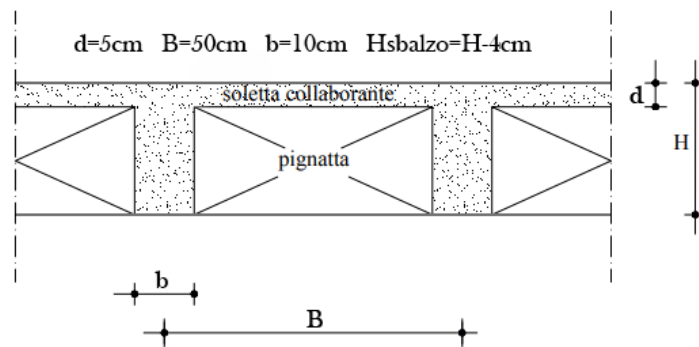


Figura 1.2: Dati numerici in 1 metro di solaio.

Carichi Accidentali¹

Sullo Sbalzo →

In Campata →

Matricola pari

$$Q_{k1} = 5,00 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{k2} = 3,50 \text{ kN/m}^2$$

Capitolo 2

Analisi dei carichi

Consideriamo due tipi di carico: Q e G . I carichi di tipo Q si dicono **variabili**, mentre quelli di tipo G **permanenti**. Differenziamo poi i carichi G in **permanenti strutturali** G_1 e **permanenti non strutturali** G_2 .

Si ricorda che verrà fatta una verifica rispetto allo **S.L.U** (Stati Limite Ultimo), tenendo conto dello **S.L.E** (Stato Limite di Esercizio) per quanto riguarda il dimensionamento del solaio.

Dati:

$$\begin{array}{llll} L_1 = 0,70 + 0,10 \cdot n & = & 0,70 + 0,50 & = & \mathbf{1,20m} \\ L_2 = 4,30 + 0,10 \cdot c & = & 4,30 + 0,60 & = & \mathbf{4,90m} \\ L_3 = 4,80 + 0,10 \cdot c - 0,10 \cdot n & = & 4,80 + 0,10 & = & \mathbf{4,90m} \end{array}$$

Utilizziamo la luce maggiore ($L_2 = L_3$) per calcolare l'altezza del solaio grazie allo S.L.E. Avremo che $H = \frac{L}{20}$ e quindi $H = \frac{490cm}{20} = 24,50cm \sim \mathbf{25,00cm}$.

Come da progetto [1.2] avremo $H_{sbalzo} = H - 4,00cm = 25,00cm - 4,00cm = \mathbf{21,00cm}$.^{II}

2.1 Carichi strutturali permanenti G_1

Campata	h (m)	L (m)	P (kN/m³)	G_1 (kN/m²)
Soletta	0,05	1,00	25,00	1,25
Travetti	0,20	0,10·2	25,00	1,00
Laterizi ^{III}	0,20	0,40·2	6,00	0,96
Sbalzo	h (m)	L (m)	P (kN/m³)	G_1 (kN/m²)
Soletta	0,05	1,00	25,00	1,25
Travetti	0,16	0,10·2	25,00	0,80
Laterizi	0,16	0,40·2	6,00	0,77

$$G_{1campata} = (1,25 + 1,00 + 0,96)kN/m^2 = 3,21kN/m^2$$

$$G_{1sbalzo} = (1,25 + 0,80 + 0,77)kN/m^2 = 2,82kN/m^2$$

2.2 Carichi permanenti non strutturali G_2

	h (m)	L (m)	P (kN/m³)	G_2 (kN/m²)
Massetto	0,60	1,00	16,00	0,96
Pavimento	0,01	1,00	16,00	0,18
Intonaco	0,01	1,00	18,00	0,18

Totale in campata e sullo sbalzo:

$$G_2 = (0,96 + 0,18 + 0,18)kN/m^2 = 1,32kN/m^2$$

2.3 Condizioni di Carico

Dobbiamo usare i coefficienti parziali per le azioni nelle verifiche agli S.L.U per calcolare i carichi distribuiti da applicare al solaio.

$$\begin{array}{llll}
 G_{1campata} & 3,21kN/m^2 \cdot \gamma_{G1} & = & 4,17kN/m^2 \\
 G_{1sbalzo} & 2,82kN/m^2 \cdot \gamma_{G1} & = & 3,67kN/m^2 \\
 G_2 & 1,32kN/m^2 \cdot \gamma_{G2} & = & 1,98kN/m^2 \\
 Q_{k1} & 5,00kN/m^2 \cdot \gamma_{Q_{k1}}^{IV} & = & 7,50kN/m^2 \\
 Q_{k2} & 3,50kN/m^2 \cdot \gamma_{Q_{k2}} & = & 5,25kN/m^2
 \end{array}$$

Capitolo 3

Sollecitazioni di progetto allo Stato Limite Ultimo

I carichi permanenti G_1, G_2 e variabili Q_k , devono essere combinati tenendo conto dei coefficienti di sicurezza parziali (γ_G e γ_{Q_k}) in modo da ottenere le sollecitazioni più gravose allo S.L.U. Le condizioni di carico da considerare sono tre:

1. Entrambe le campate caricate con carichi permanenti e variabili, rispettivamente moltiplicati per i coefficienti parziali 1,30 e 1,50. Sullo sbalzo va considerato solo il carico permanente moltiplicato per il coefficiente parziale 1,30.
2. Carichi permanenti su tutta la trave moltiplicati per il coefficiente parziale 1,30. Carichi variabili sulla prima campata e sullo sbalzo moltiplicati per il coefficiente parziale 1,50.
3. Carichi permanenti su tutta la trave moltiplicati per il coefficiente parziale 1,30. Carichi variabili solo sulla seconda campata, moltiplicati per il coefficiente parziale 1,50.

3.1 Combinazione di carico n° 1

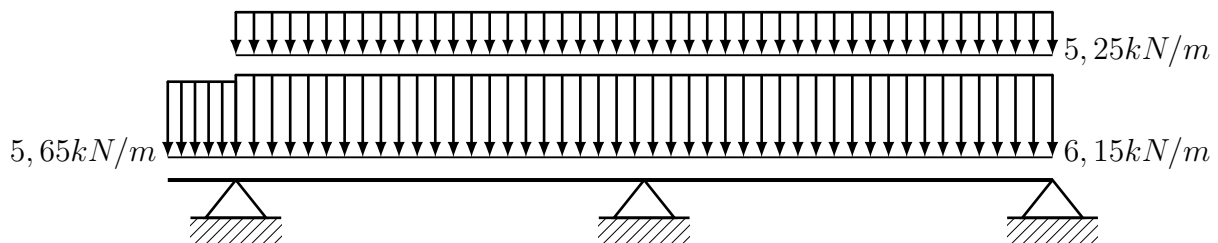


Figura 3.1

Addizioniamo i carichi agenti sulle uguali campate.

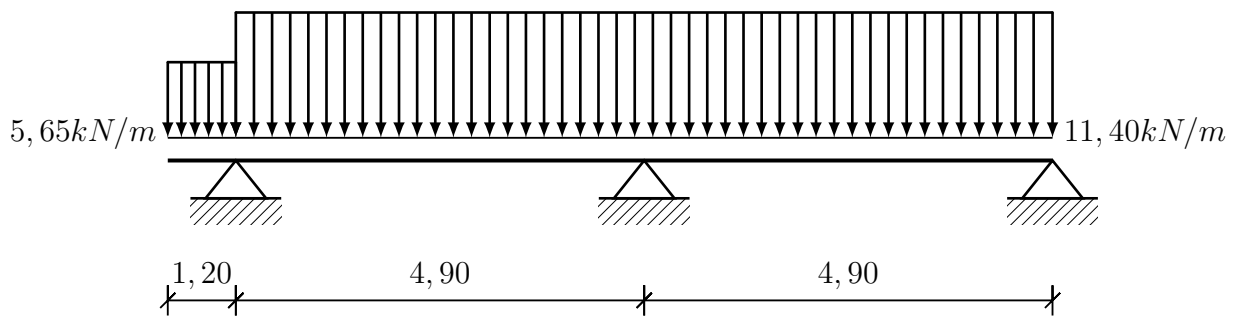


Figura 3.2

Metodo degli spostamenti:

☒ Come primo passaggio, possiamo semplificare lo sbalzo come un momento applicato all'estremo del vincolo in B.

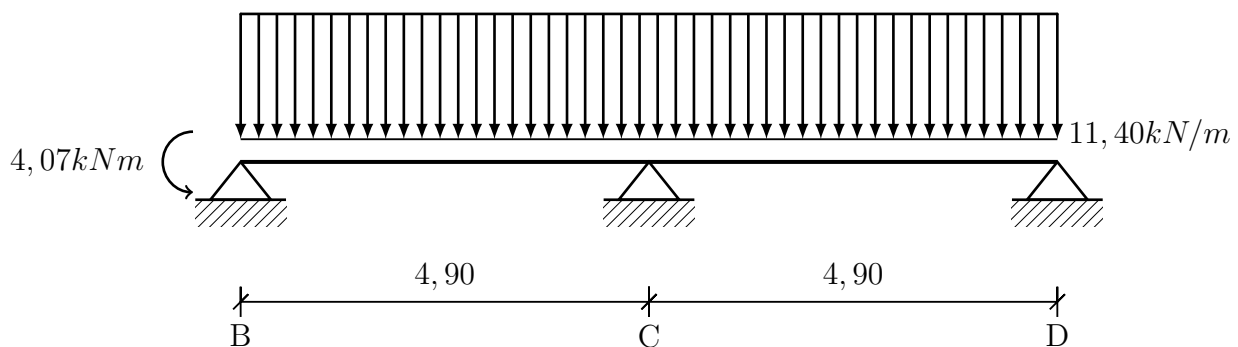
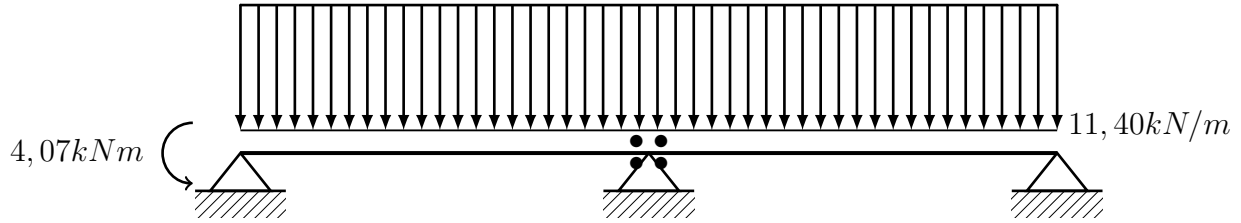
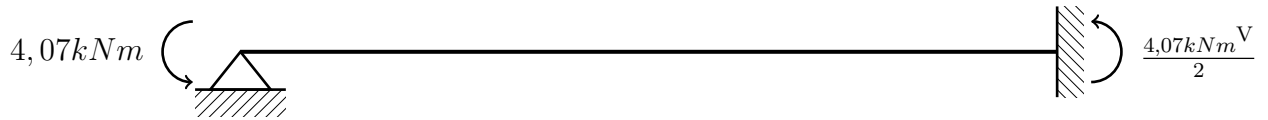


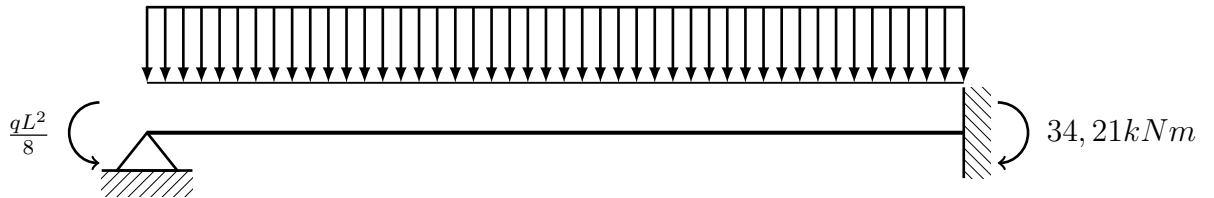
Figura 3.3

α) FASE A NODI BLOCCATI.

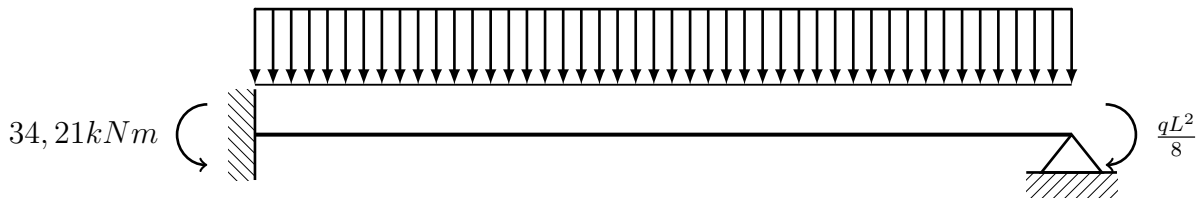
☒ Aggiungiamo un vincolo fittizio (morsetto) in mezzeria.

**Figura 3.4****Figura 3.5:** Tratto BC.

$$M_c^{sx}(M_b) = -2,04 \text{ kNm}$$

**Figura 3.6:** Tratto BC.

$$M_c^{sx}(q) = 34,21 \text{ kNm}$$

**Figura 3.7:** Tratto CD.

$$M_c^{dx}(q) = -34,21 \text{ kNm}$$

β) ATTIVAZIONE DEGLI SPOSTAMENTI NODALI.

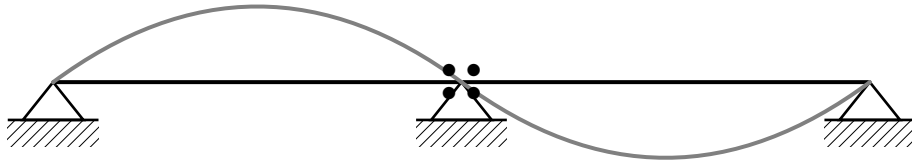


Figura 3.8: Flessione dei tronchi indotta dagli spostamenti.

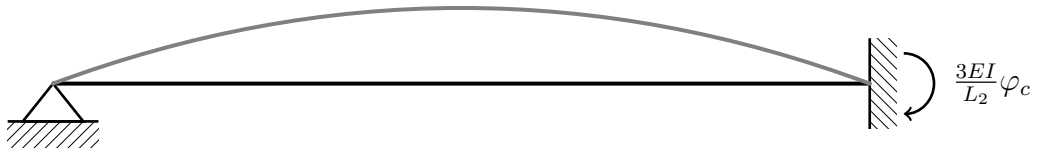


Figura 3.9: Tratto BC.

$$M_c^{sx}(\varphi_c) = \frac{3EI}{4,90m} \varphi_c$$

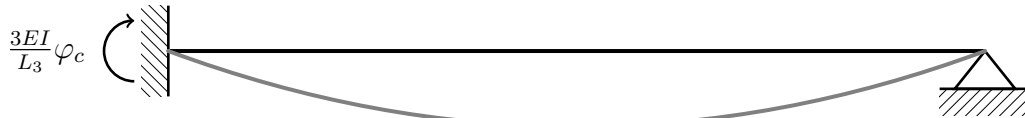


Figura 3.10: Tratto CD.

$$M_c^{dx}(\varphi_c) = \frac{3EI}{4,90m} \varphi_c$$

γ) SCRITTURA DELL'EQUAZIONE DI EQUILIBRIO AL NODO.

$$M_{csx} + M_{cdx} - M_{est} = 0$$

$$\begin{cases} M_c^{sx}(M_b) + M_c^{sx}(q) + M_c^{sx}(\varphi_c) + M_c^{dx}(q) + M_c^{dx}(\varphi_c) & = 0 \\ -2,04kNm + 34,21kNm + \frac{3EI}{4,90m}\varphi_c - 34,21kNm + \frac{3EI}{4,90m}\varphi_c & = 0 \end{cases} \quad (3.1)$$

$$\begin{cases} \varphi_c & = \frac{10,00kNm^2}{6EI} \\ M_c^{sx} = M_c^{dx}(\varphi_c) = \frac{3EI}{4,90m} \cdot \frac{10,00kNm^2}{6EI} = \frac{10,00kNm^2}{4,90m} \frac{3EI}{6EI} & = 1,02kNm \end{cases} \quad (3.2)$$

$$\begin{cases} M_{CB} = 2,04kNm - 34,21kNm - 1,02kNm & = -33,19kNm \\ M_{CD} = -34,21kNm + 1,02kNm & = -33,19kNm \end{cases} \quad (3.3)$$

δ) REAZIONI VINCOLARI.

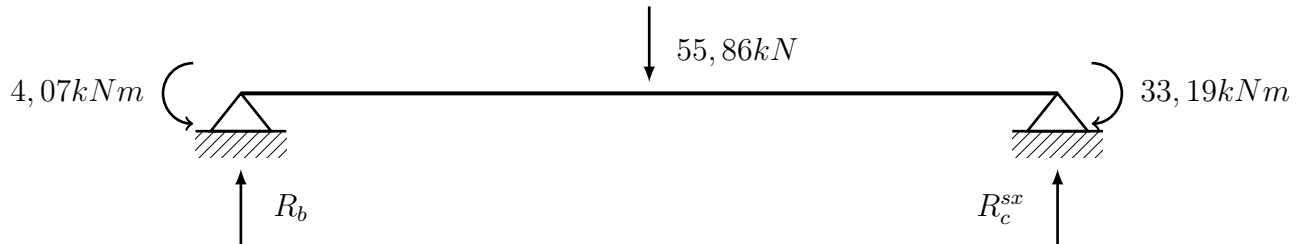


Figura 3.11: Tratto BC.

$$\begin{aligned} \Sigma Y &= 0 & R_b + R_c^{sx} - 55,86kN &= 0 \\ \Sigma M_b &= 0 & \frac{55,86kN \cdot 4,90m}{2} - R_c^{sx} \cdot 4,90m + 33,19kNm - 4,07kNm &= 0 \end{aligned}$$

$$R_c^{sx} \cdot 4,90m = 136,86kNm + 29,12kNm$$

$$R_c^{sx} = \frac{165,98kNm}{4,90m} = 33,87kN$$

$$R_b = 55,86kN - 33,87kN = 21,99kN$$

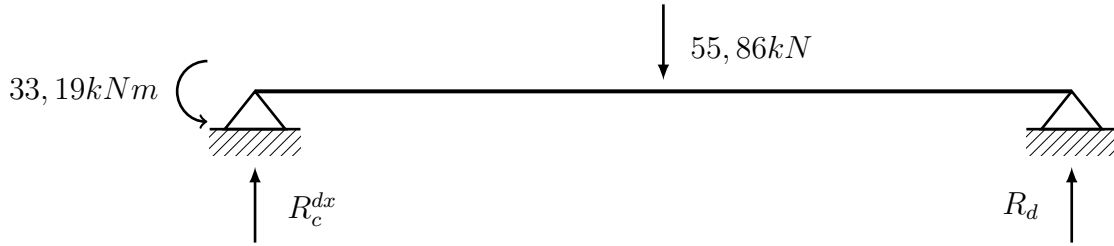


Figura 3.12: Tratto CD.

$$\Sigma Y = 0 \quad R_c^{dx} + R_d - 55,86kN = 0$$

$$\Sigma M_c = 0 \quad 136,86kNm - R_d \cdot 4,90m - 33,19kNm = 0$$

$$R_d \cdot 4,90m = 103,67kNm$$

$$R_d = \frac{103,67kNm}{4,90m} = 21,16kN$$

$$R_c^{dx} = 55,86kN - 21,16kN = 34,70kN$$

$$\mathbf{R}_b = 21,99kN,$$

$$\mathbf{R}_c^{sx} = 33,87kN,$$

$$\mathbf{R}_c^{dx} = 34,70kN,$$

$$\mathbf{R}_d = 21,16kN$$

π) **EQUAZIONI TAGLIO E MOMENTO.**

TRATTO B-C

$$\begin{cases} T(x) &= R_b - q \cdot x \\ M(x) &= R_b \cdot x - M_b - \frac{q \cdot x^2}{2} \end{cases} \quad (3.4)$$

TRATTO C-D

$$\begin{cases} T(x) &= R_c^{dx} - q \cdot x \\ M(x) &= R_c^{dx} \cdot x - M_c - \frac{q \cdot x^2}{2} \end{cases} \quad (3.5)$$

TRATTO B-C

$$\begin{cases} T(0) &= \mathbf{21,99kN} \\ M(0) &= \mathbf{-4,07kNm} \\ T(4,90m) &= 21,99kN - 55,86kN = \mathbf{-33,87kN} \\ M(4,90m) &= -4,07kNm + 107,75kNm - 136,86kNm = \mathbf{-33,19kNm} \\ M(2,45m) &= -4,07kNm + 53,88kNm - 34,21kNm = \mathbf{15,60kNm} \end{cases} \quad (3.6)$$

TRATTO C-D

$$\left\{ \begin{array}{lcl}
 T(0) & = & \mathbf{34,70kN} \\
 M(0) & = & \mathbf{-33,19kNm} \\
 T(4,90m) & = & 34,70kN - 55,86kN = \mathbf{-21,16kN} \\
 M(4,90m) & = & -33,19kNm + 170,03kNm - 136,86kNm = \mathbf{0,0kNm} \\
 M(2,45m) & = & -33,19kNm + 85,02kNm - 34,21kNm = \mathbf{17,62kNm}
 \end{array} \right. \quad (3.7)$$

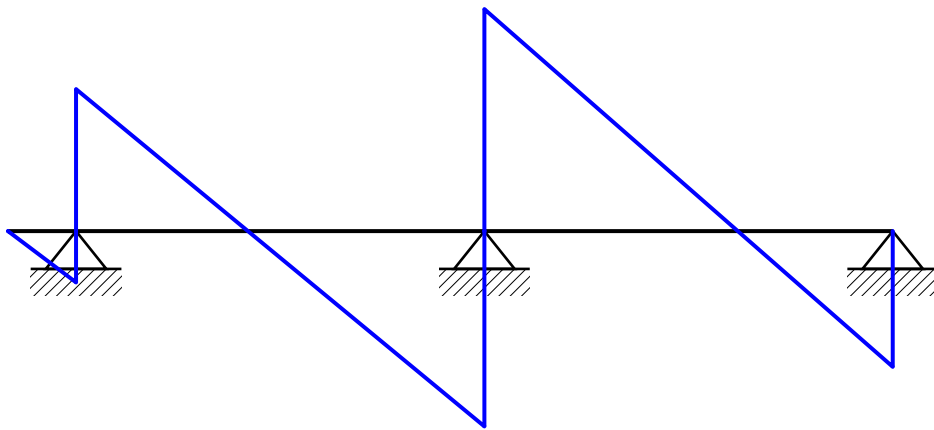


Figura 3.13

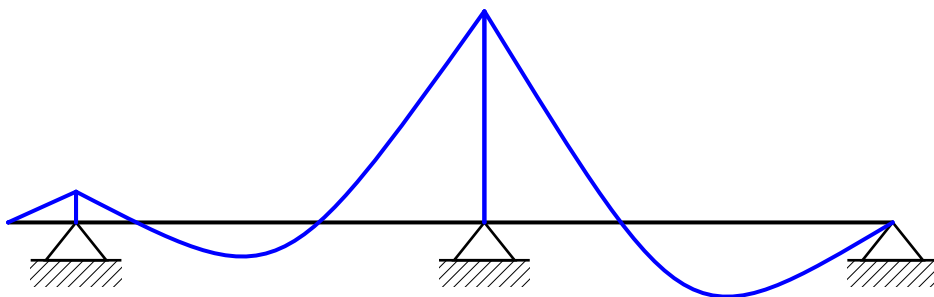
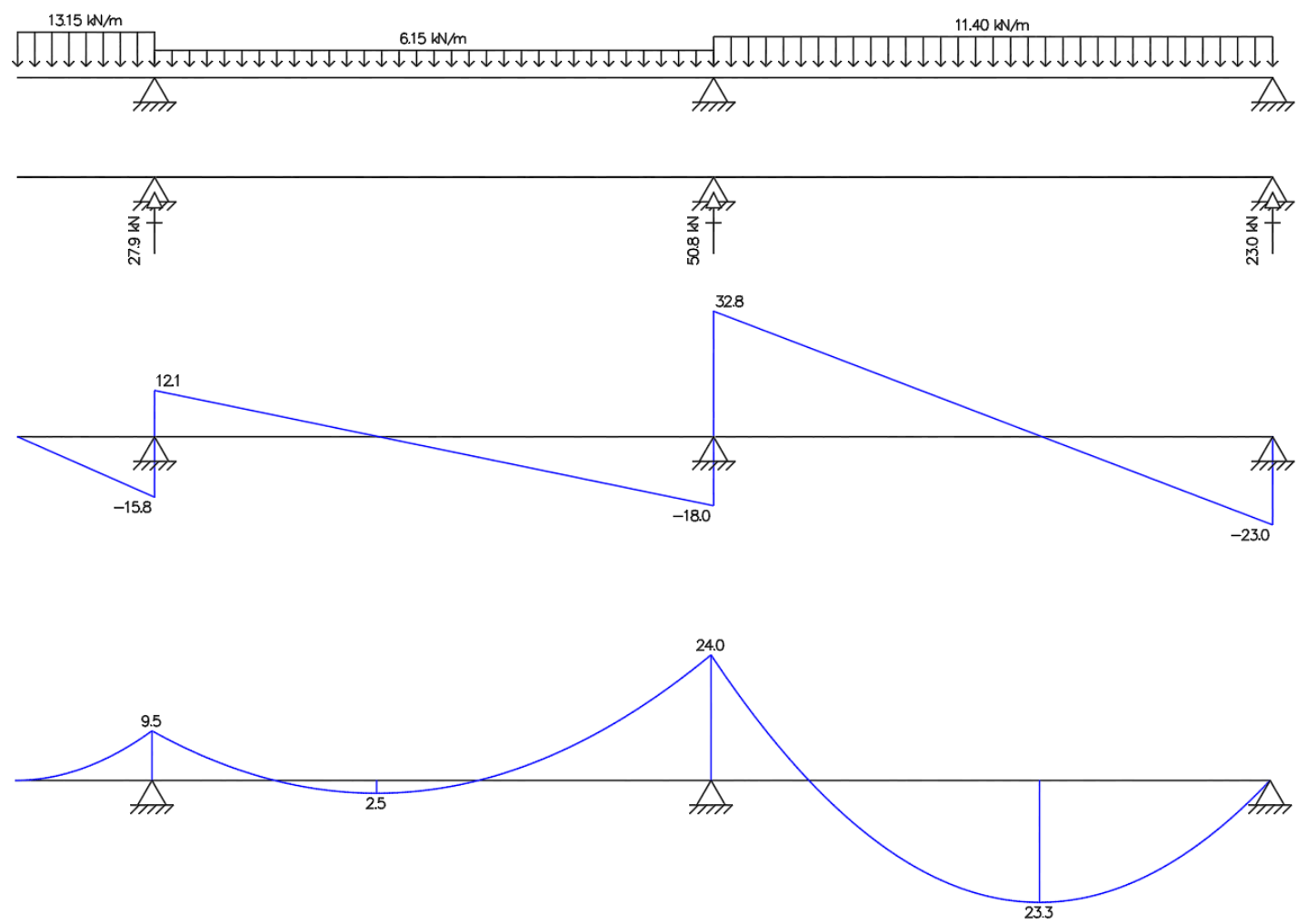
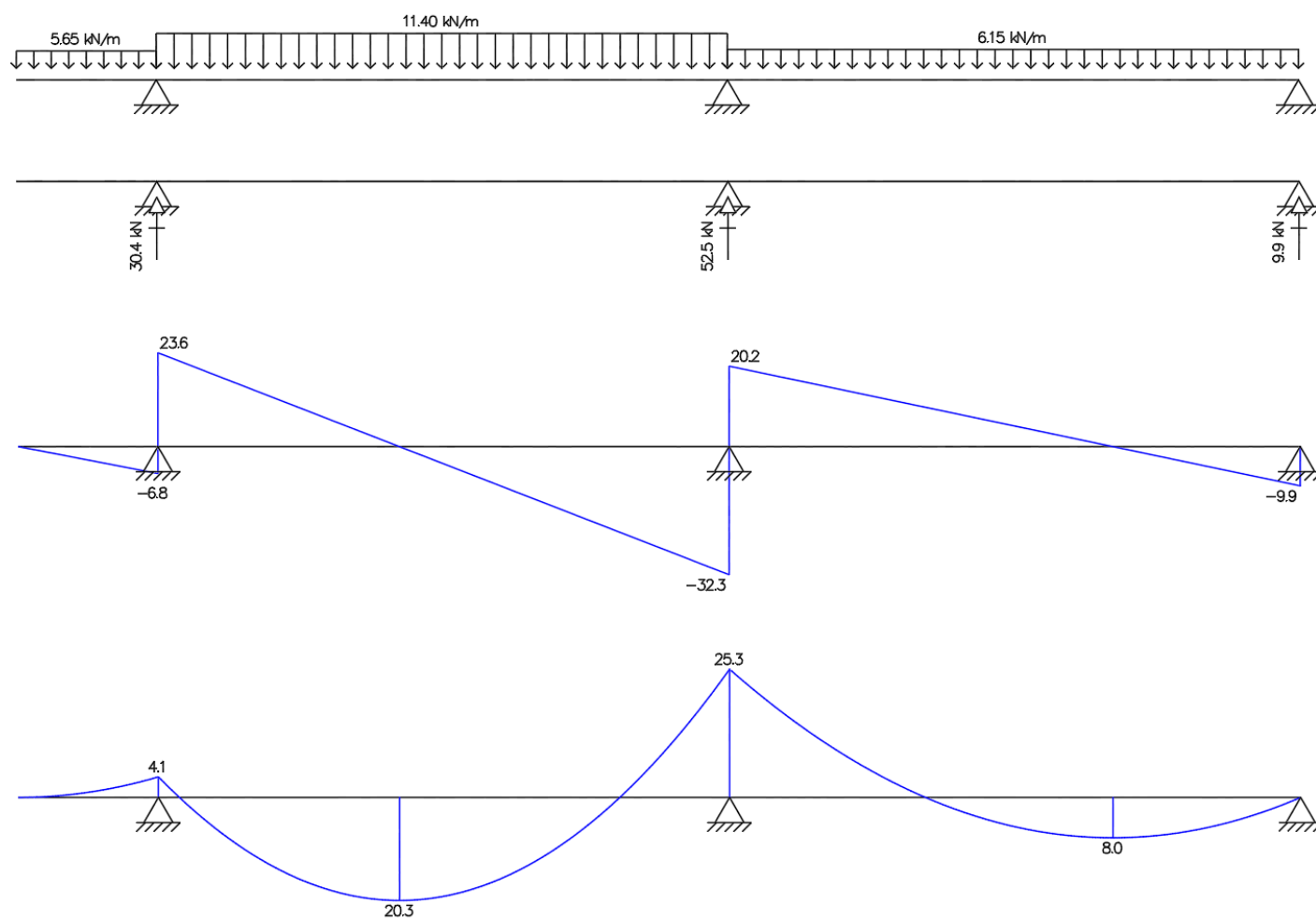


Figura 3.14

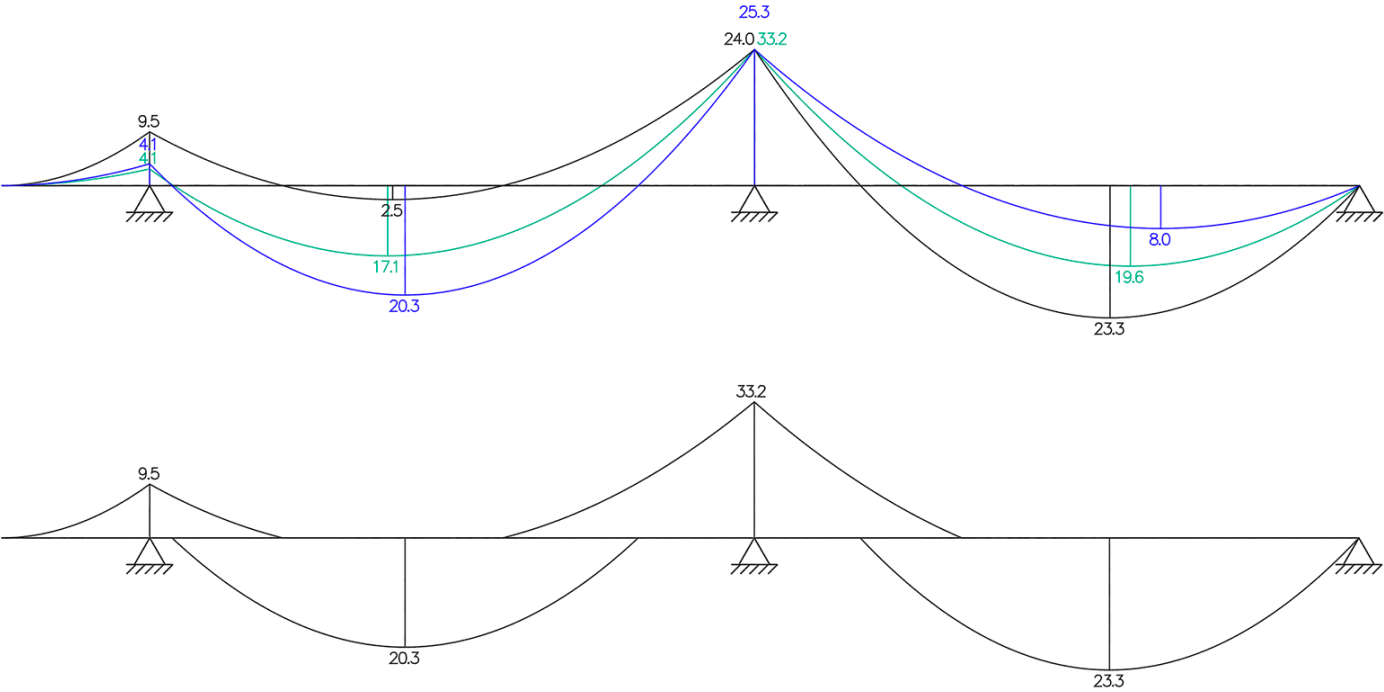
3.2 Combinazione di carico n° 2



3.3 Combinazione di carico n° 3



3.4 Inviluppo momenti



Note

^II valori di carico accidentale in situazione normale sono $q = 4.00kN/m^2$ e $q = 2.00kN/m^2$ rispettivamente per lo sbalzo e campata. I valori usati in esercizio sono puramente didattici.

^{II}Considerando che una pignatta non è alta meno di 12 cm, l'altezza minima del solaio è comunque di 17 cm.

^{III}Il peso specifico dei blocchi di alleggerimento in laterizio è stato ricavato dalle tabelle dei pesi specifici di normativa, considerando una percentuale di foratura pari al $67\% (18 \cdot [1-0,67]) = 5,94 \rightarrow 6,00 \text{ KN/m}^3$.

^{IV}In realtà bisogna comunque ricordare che essendo Q_k un carico variabile, γ_{Q1} può essere sia pari a 1,5, sia a 0. In questo caso sono stati riportati tutti i casi sfavorevoli.

^VQuando abbiamo un incastro-appoggio con una coppia esterna, la coppia opposta andrà dimezzata