

LABORATORIO DI COSTRUZIONE DELL'ARCHITETTURA II

A.A 2022/23

GRUPPO 2

RELAZIONE DI TECNICA DELLE COSTRUZIONI

PROGETTO PER UN LICEO SCIENTIFICO

SITO IN LOCALITA' PORDENONE

Indice

1. DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA E DEI MATERIALI

1.1 Descrizione dell'edificio e del sistema strutturale

1.1.1 Corpo di fabbrica e dimensioni

1.1.2 Configurazione strutturale e funzione degli elementi portanti

1.2 Caratteristiche dei materiali

2. AZIONI SULLA STRUTTURA

2.1 Azioni permanenti

2.2 Azioni variabili

3. PROGETTO E VERIFICA DEI PILASTRI

3.1 Pilastro centrale PB-5

3.1.1 Dimensionamento

3.1.2 Verifiche SLU

3.1.3 Verifiche SLE

3.2 Pilastro di bordo PA-5

3.2.1 Dimensionamento

3.2.2 Verifiche SLU

3.2.3 Verifiche SLE

3.3 Pilastro d'angolo PA-20

3.3.1 Dimensionamento

3.3.2 Verifiche SLU

3.3.3 Verifiche SLE

4. PROGETTO E VERIFICA DEI SOLAI

4.1 Solaio interpiano A-D_3-4

4.1.1 Dimensionamento

4.1.2 Verifiche SLU

4.1.3 Verifiche SLE

4.1.4 Verifiche a taglio (SLU)

5. PROGETTO E VERIFICA DEI TRAVI

5.1 Trave di bordo T_A 2-6

5.1.1 Dimensionamento

5.1.2 Verifiche SLU

5.1.3 Verifiche SLE

5.1.4 Verifiche a taglio (SLU)

5.2 Trave di spina T_B 2-10

5.2.1 Dimensionamento

5.2.2 Verifiche SLU

5.2.3 Verifiche SLE

5.2.4 Verifiche a taglio (SLU)

6. PROGETTO E VERIFICA DELLE FONDAZIONI

6.1 Trave rovescia di fondazione T_B 1-10

6.1.1 Verifica geotecnica

6.1.2 Dimensionamento

6.1.3 Verifiche SLU

6.1.4 Verifiche a taglio (SLU)

6.3 Travi di collegamento T_A-D 4

6.3.1 Dimensionamento

7. ELENCO TAVOLE STRUTTURALI

TAV. 01 Pianta fondazioni, scala 1:100

TAV. 02 Fondazioni, scala 1:50

TAV. 03 Pianta piano tipo, scala 1:100

TAV. 04 Pilastri, scala 1:50

TAV. 05 Solaio e trave di bordo, scala 1:50

TAV. 06 Trave di spina, scala 1:50

1. DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA E DEI MATERIALI

1.1 Descrizione dell'edificio e del sistema strutturale

1.1.1 Corpo di fabbrica e dimensioni

Il progetto riguarda la progettazione di un edificio scolastico, sito nel comune di Pordenone. L'edificio ha ingombro massimo di 86mx17,8m, presenta tre piani fuori terra e un interrato, e contiene al suo interno gli uffici amministrativi, laboratori di fisica, scienze e di informatica, aule da disegno, aule didattiche, una biblioteca e due auditorium.

1.1.2 Configurazione strutturale e funzione degli elementi portanti

La struttura portante è formata da un telaio composto da travi, pilastri e setti di controvento in calcestruzzo armato, con solai in latero-cemento e pareti perimetrali di tamponamento in laterizio. La struttura di fondazione è di tipo superficiale continua, in particolare è formata da un reticolo di travi rovesce e travi di collegamento.

1.2 Caratteristiche dei materiali

La tipologia di calcestruzzo scelto è il C25/30 ordinario dove:

- C indica la classe di resistenza;
- 25 indica la resistenza cilindrica caratteristica f_{ck} ;
- 30 indica la resistenza cubica caratteristica R_{ck} .

I valori di resistenza del calcestruzzo scelto sono i seguenti:

- resistenza caratteristica $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$;
- resistenza di calcolo $f_{cd} = \frac{25 * \alpha_{cc}}{\gamma_c} = 14,2 \text{ N/mm}^2$ con $\alpha_{cc} = 0,85$ coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata, e $\gamma_c = 1,5$ coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo;
- resistenza per compressione centrata $f'_{cd} = f_{cd} * 0,8 = 11,3 \text{ N/mm}^2$;
- ammissibile in esercizio $\sigma_c = f_{ck} * 0,45 = 11,2 \text{ N/mm}^2$ per combinazione quasi permanente;
- ammissibile in esercizio per compressione centrata $\sigma'_c = \sigma_c * 0,70 = 7,8 \text{ N/mm}^2$;
- ammissibile in esercizio $\sigma_c = f_{ck} * 0,60 = 15 \text{ N/mm}^2$ per combinazione rara.

La tipologia di acciaio scelto è il B450C, impiegato per la costruzione di barre con aderenza migliorata, dove:

- B indica l'impiego dell'acciaio, usato per calcestruzzi armati ordinari;
- 450 indica la resistenza a snervamento caratteristica f_{yk} ;
- C indica la duttilità, in questo caso è un acciaio ad alta duttilità.

I valori di resistenza dell'acciaio scelto sono i seguenti:

- resistenza caratteristica $f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$;
- tensione di snervamento $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$;
- resistenza di calcolo $f_{yd} = \frac{450}{\gamma_s} = 391 \text{ N/mm}^2$ con $\gamma_s = 1,15$ coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio;
- ammissibile in esercizio $\sigma_s = f_{yk} * 0,8 = 360 \text{ N/mm}^2$.

2. AZIONI SULLA STRUTTURA

2.1 Azioni permanenti

Le azioni permanenti caratteristiche G_k sono le azioni che agiscono durante tutta la vita nominale di progetto della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è molto lenta e di modesta entità. Queste si suddividono in:

- G_1 , rappresentante delle azioni date dal peso proprio degli elementi strutturali;
- G_2 , rappresentante delle azioni date dal peso proprio degli elementi non strutturali.

Di seguito vengono riportati i carichi delle stratigrafie scelte.

Azioni permanente strutturali G_1

Solaio tipo bausta (travetto)

<i>altezza del solaio (cm)</i>	<i>interasse (cm)</i>	<i>quantità di cls da gettare in opera (mc/mq)</i>	<i>peso del solaio finito (kN/m²)</i>
28+5	50	0,104	3,95

Azioni permanenti non strutturali G_2

Stratigrafia del solaio di copertura (valori segnalati nella scheda tecnica del produttore)

<i>materiale</i>	<i>spessore (cm)</i>	<i>carico su unità di volume ρ (kN/m³)</i>	<i>carico su unità di superficie (kN/m²)</i>
pannelli solari			0,11
strato colturale (terreno)	8		0,93
strato filtrante (geotessile)	0,13		
strato drenante (polistirene espanso)	4,7		
strato antiradice (pvc)	0,05		

guaina impermeabilizzante (bitume)	0,05	12	0,006
isolamento (polistirene espanso)	14	0,35	0,049
barriera al vapore (bitume)	0,1	12	0,012
strato di pendenza (cls alleggerito con polistirolo)	10 (valore medio)	15	1,5
controsoffitto (cartongesso)	2,5		0,15
totale			2,75

Stratigrafia del solaio interpiano

<i>materiale</i>	<i>spessore (cm)</i>	<i>carico su unità di volume ρ (kN/m³)</i>	<i>carico su unità di superficie (kN/m²)</i>
pavimento in linoleum	0,2		0,033
isolante acustico per rumore da calpestio (lamina metallica)	0,5		
massetto di sottofondo (cls alleggerito)	4	14	0,56
controsoffitto (cartongesso)	2,5		0,15
totale			0,74

Pareti perimetrali di tamponamento

<i>materiale</i>	<i>spessore (cm)</i>	<i>carico su unità di volume ρ (kN/m³)</i>	<i>carico su unità di superficie (kN/m²)</i>
cartongesso	1,25	7	0,875
laterizio forato	25	8	2
intonaco di calce	1,5	20	0,3
lana di roccia	14	0,7	0,098
intonaco di calce	1,5	20	0,3
totale			3,573

Per ottenere il carico su unità di lunghezza (kN/m), è necessario moltiplicare il carico su unità di superficie per l'altezza interpiano netta, pari a 3,27m. Avremo quindi:

$$3,573kN/m^2 * 3,27m = 11,68 kN/m$$

che per le Norme Tecniche per le Costruzioni approvate da Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018 non è approssimabile ad un carico uniforme e va trattato come un carico concentrato caso per caso.

Stratigrafia dei tramezzi (valori segnalati nella scheda tecnica del produttore)

<i>materiale</i>	<i>spessore (cm)</i>	<i>carico su unità di volume ρ (kN/m³)</i>	<i>carico su unità di superficie (kN/m²)</i>
doppia lastra di cartongesso	2,5		
lana di roccia	4		
doppia lastra di cartongesso	2,5		
totale			0,43

Per ottenere il carico su unità di lunghezza (kN/m), è necessario moltiplicare il carico su unità di superficie per l'altezza interpiano netta, pari a 3,27m. Avremo quindi:

$$0,43kN/m^2 * 3,27m = 1,41 kN/m$$

che per le Norme Tecniche per le Costruzioni approvate da Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018 è approssimabile ad un carico uniforme pari a 0,8 kN/m².

2.2 Azioni variabili

Le azioni variabili Q_k sono l'insieme di sollecitazioni che vengono indotte non permanentemente alla struttura. Esse sono:

- i carichi di esercizio dovuti alla destinazione d'uso del fabbricato (affollamento, arredo, ect.);
- la sollecitazione assiale data dalla neve;
- la spinta orizzontale del vento;
- azioni della temperatura.

Nel caso preso in analisi, i valori di cui si è tenuto conto sono stati presi dalle Norme Tecniche per le Costruzioni approvate da Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018 e sono:

- Q_k caratteristico degli ambienti scolastici = 3,00 kN/m²
- Q_k caratteristico delle coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione = 0,50 kN/m²

- carico della neve sulle coperture $q_s = q_{sk} * \mu_1 * C_E * C_t$, dove q_{sk} è il valore di riferimento del carico della neve al suolo, pari a 1,5 kN/m² in località Pordenone, μ_1 è il coefficiente di forma della copertura, pari a 0,8 per coperture piane, C_E e C_t sono rispettivamente il coefficiente di esposizione e il coefficiente termico, entrambi pari a 1 nel caso considerato. Il risultato finale sarà quindi $q_s = 1,5 * 0,8 = 1,2 \text{ kN/m}^2$

3. PROGETTO E VERIFICA DEI PILASTRI

I pilastri scelti per il predimensionamento e le verifiche strutturali sono:

- PB-5 pilastro centrale;
- PA-5 pilastro di bordo;
- PA-20 pilastro d'angolo.

Si è proceduto con il calcolo del carico gravante su ogni pilastro, basandosi sull'area di influenza di solaio. Tale area viene considerata in base alla scomposizione del solaio in riquadri aventi lato la metà della campata di solaio gravante, e la metà della luce delle travi contigue. Questa area viene a sua volta moltiplicata per un coefficiente correttivo, il cui valore dipende dalla posizione del pilastro. Avremo quindi:

	area (m ²)	coefficiente correttivo	area di influenza (m ²)
PB-5	25,65	1,4	35,91
PA-5	14,40	1,0	14,40
PA-20	7,60	0,8	6,08

3.1 Pilastro centrale PB-5

3.1.1 Dimensionamento

Calcolo dei carichi F_k

	area d'influenza (m ²)	G_k (kN/m ²)	g_k (kN)	Q_k (kN/m ²)	q_k (kN)	F_k (kN)
3°	35,91	6,71	240,85	1,70	61,05	301,90
2°	35,91	5,49	197,25	3,00	107,73	304,98
1°	35,91	5,49	197,25	3,00	107,73	304,98
PT	35,91	5,49	197,25	3,00	107,73	304,98

Dove si è considerato:

- per il solaio di copertura (3°) la somma dei carichi G_k relativi al solaio strutturale (G_1) e alla stratigrafia soprastante (G_2), e la somma dei carichi Q_k relativi al carico della neve (q_s) e al Q_k caratteristico delle coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione;
- per i solai interpiano (2°, 1° e PT) la somma dei carichi G_k relativi al solaio strutturale (G_1) e alla stratigrafia soprastante (G_2), e il Q_k caratteristico degli ambienti scolastici.

I valori g_k e q_k in kN si sono ottenuti moltiplicando rispettivamente G_k e Q_k per l'area di influenza, mentre l' F_k complessivo finale si è ottenuto con la somma dei g_k e q_k precedentemente calcolati.

Dimensionamento delle sezioni

	F_k (kN)	N_k (kN)	N_{Ed} (kN)	A_{co} (cm ²)	$a \times b$ (cm)	A_c (cm ²)	A_{so} (cm ²)	$n\Phi$ (mm)	A_s (cm ²)
3°	301,90	301,90	431,71	382,04	30x30	900	2,70	4Φ14	6,16
2°	304,98	606,88	867,84	768,00	30x30	900	2,70	4Φ14	6,16
1°	304,98	911,86	1.303,96	1.153,95	40x40	1600	4,80	8Φ14	12,32
PT	304,98	1.216,85	1.740,09	1.539,90	50x40	2000	6,00	8Φ14	12,32

Dove si è considerato:

- F_k il carico proveniente dall'impalcato superiore prima calcolato;
- N_k lo sforzo assiale ottenuto sommando progressivamente i carichi;
- N_{Ed} l'azione assiale di calcolo ottenuta amplificando N_k per il coefficiente $\gamma_f = 1,43$, da cui $N_{ed} = N_k * 1,43$;
- A_{co} l'area teorica minima di calcestruzzo necessaria per resistere da sola all'azione di calcolo, pari a $A_{co} = \frac{N_{ed}}{f'_{cd}}$, ricordandoci che $f'_{cd} = 1,13 \text{ kN/cm}^2$;
- $a \times b$ le dimensioni effettive scelte per il tratto di pilastro;
- A_c l'area effettiva di calcestruzzo;
- A_{so} la sezione teorica minima di armatura pari a $A_{so} = 0,10 * \frac{N_{ed}}{f_{yd}}$, ricordandoci che $f_{yd} = 39,1 \text{ kN/cm}^2$; A_{so} deve essere almeno pari al 0,3% della sezione effettiva A_c del calcestruzzo;
- l'armatura scelta per il tratto di pilastro indicata con il numero n dei ferri ed il loro diametro Φ ;
- A_s l'area della sezione effettiva dell'armatura metallica.

3.2.2 Verifiche SLU

	A_{ir} (cm^2)	N_{Rd} (kN)	γ_r	≥ 1
3°	1.113,14	1.257,84	2,91	✓
2°	1.113,14	1.257,84	1,45	✓
1°	2.026,27	2.289,69	1,76	✓
PT	2.426,27	2.741,69	1,58	✓

Dove si è considerato:

- A_{ir} l'area ideale, pari a $A_{ir} = A_c + A_s \frac{f_{yd}}{f'_{cd}}$, ragguagliata al calcestruzzo con il coefficiente f_{yd}/f'_{cd} per il calcolo a rottura della sezione, ricordandoci che $f_{yd} = 391 N/mm^2$ e $f'_{cd} = 1,13 kN/cm^2$;
- N_{Rd} valore resistente dello sforzo assiale, da confrontarsi con quello agente N_{Ed} , pari a $N_{Rd} = f'_{cd} * A_{ir}$;
- γ_r pari a $\gamma_r = \frac{N_{Rd}}{N_{Ed}}$, rapporto tra resistenza ed azione nella sezione, che deve risultare maggiore o uguale a 1 per far sì che la verifica allo stato limite ultimo risulti verificata.

3.1.3 Verifiche SLE

	A_{ie} (cm^2)	σ_c (MPa)	$\leq \sigma'_c$ (MPa)
3°	992,40	3,04	✓
2°	992,40	6,12	✓
1°	1.784,80	5,11	✓
PT	2.184,80	5,57	✓

Dove si è considerato:

- A_{ie} l'area ideale, pari a $A_{ie} = A_e + \alpha_e A_s$, ragguagliata al calcestruzzo con il coefficiente convenzionale di omogeneizzazione $\alpha_e = 15$ per il calcolo elastico di esercizio;

- σ_c tensione nel calcestruzzo per la verifica della compressione in esercizio, pari a $\sigma_c = \frac{N_k}{A_{ie}}$, valore da confrontarsi con la tensione ammissibile in esercizio per compressione centrata $\sigma'_c = 7,8 \text{ N/mm}^2$.

3.2 Pilastro di bordo PA-5

3.1.1 Dimensionamento

Calcolo dei carichi F_k

	area d'influenza (m ²)	G_k (kN/m ²)	g_2 parete esterna (kN)	g_k (kN)	Q_k (kN/m ²)	q_k (kN)	F_k (kN)
3°	14,4	6,71	//	96,58	1,70	24,48	121,06
2°	14,4	5,49	52,58	131,68	3,00	43,20	174,88
1°	14,4	5,49	52,58	131,68	3,00	43,20	174,88
PT	14,4	5,49	52,58	131,68	3,00	43,20	174,88

Dove si è considerato:

- per il solaio di copertura (3°) la somma dei carichi G_k relativi al solaio strutturale (G_1) e alla stratigrafia soprastante (G_2), e la somma dei carichi Q_k relativi al carico della neve (q_s) e al Q_k caratteristico delle coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione;
- per i solai interpiano (2°, 1° e PT) la somma dei carichi G_k relativi al solaio strutturale (G_1) e alla stratigrafia soprastante (G_2), e il Q_k caratteristico degli ambienti scolastici;
- relativamente al solaio interpiano, il carico concentrato della parete di tamponamento esterna G_2 (in kN/m) moltiplicato per la lunghezza (in m) che copre all'interno dell'area di influenza, in modo tale da ottenere il valore g_2 in kN.

Il valore g_k in kN si è ottenuto moltiplicando G_k per l'area di influenza e sommandolo con il g_2 relativo alle pareti di tamponamento esterne, mentre il valore q_k si è ottenuto moltiplicando Q_k per l'area di influenza. L' F_k complessivo finale si è ottenuto con la somma dei g_k e q_k precedentemente calcolati.

Dimensionamento delle sezioni

	F_k (kN)	N_k (kN)	N_{Ed} (kN)	A_{co} (cm ²)	$a \times b$ (cm)	A_c (cm ²)	A_{so} (cm ²)	$n\Phi$ (mm)	A_s (cm ²)
3°	121,06	121,06	173,12	153,20	30x30	900	2,7	4Φ14	6,16

2°	174,88	295,94	423,19	374,50	30x30	900	2,7	4Φ14	6,16
1°	174,88	470,81	673,26	595,81	30x30	900	2,7	4Φ14	6,16
PT	174,88	645,69	923,33	817,11	30x30	900	2,7	4Φ14	6,16

Dove si è considerato:

- F_k il carico proveniente dall'impalcato superiore prima calcolato;
- N_k lo sforzo assiale ottenuto sommando progressivamente i carichi;
- N_{Ed} l'azione assiale di calcolo ottenuta amplificando N_k per il coefficiente $\gamma_f = 1,43$, da cui $N_{ed} = N_k * 1,43$;
- A_{co} l'area teorica minima di calcestruzzo necessaria per resistere da sola all'azione di calcolo, pari a $A_{co} = \frac{N_{ed}}{f'_{cd}}$, ricordandoci che $f'_{cd} = 1,13 \text{ kN/cm}^2$;
- $a \times b$ le dimensioni effettive scelte per il tratto di pilastro;
- A_c l'area effettiva di calcestruzzo;
- A_{so} la sezione teorica minima di armatura pari a $A_{so} = 0,10 * \frac{N_{ed}}{f_{yd}}$, ricordandoci che $f_{yd} = 39,1 \text{ kN/cm}^2$; A_{so} deve essere almeno pari al 0,3% della sezione effettiva A_c del calcestruzzo;
- l'armatura scelta per il tratto di pilastro indicata con il numero n dei ferri ed il loro diametro Φ ;
- A_s l'area della sezione effettiva dell'armatura metallica.

3.2.2 Verifiche SLU

	A_{ir} (cm^2)	N_{Rd} (kN)	γ_r	≥ 1
3°	1.113,14	1.257,84	7,27	✓
2°	1.113,14	1.257,84	2,97	✓
1°	1.113,14	1.257,84	1,87	✓
PT	1.113,14	1.257,84	1,36	✓

Dove si è considerato:

- A_{ir} l'area ideale, pari a $A_{ir} = A_c + A_s \frac{f_{yd}}{f'_{cd}}$, raggugliata al calcestruzzo con il coefficiente f_{yd}/f'_{cd} per il calcolo a rottura della sezione, ricordandoci che $f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2$ e $f'_{cd} = 1,13 \text{ kN/cm}^2$;

- N_{Rd} valore resistente dello sforzo assiale, da confrontarsi con quello agente N_{Ed} , pari a $N_{Rd} = f'cd * A_{ir}$;
- γ_r pari a $\gamma_r = \frac{N_{Rd}}{N_{Ed}}$, rapporto tra resistenza ed azione nella sezione, che deve risultare maggiore o uguale a 1 per far sì che la verifica allo stato limite ultimo risulti verificata.

3.1.3 Verifiche SLE

	A_{ie} (cm^2)	σ_c (MPa)	$\leq \sigma'_c$ (MPa)
3°	992,40	1,22	✓
2°	992,40	2,98	✓
1°	992,40	4,74	✓
PT	992,40	6,51	✓

Dove si è considerato:

- A_{ie} l'area ideale, pari a $A_{ie} = A_e + \alpha_e A_s$, ragguagliata al calcestruzzo con il coefficiente convenzionale di omogeneizzazione $\alpha_e = 15$ per il calcolo elastico di esercizio;
- σ_c tensione nel calcestruzzo per la verifica della compressione in esercizio, pari a $\sigma_c = \frac{N_k}{A_{ie}}$, valore da confrontarsi con la tensione ammissibile in esercizio per compressione centrata $\sigma'_c = 7,8 N/mm^2$.

3.3 Pilastro d'angolo PA-20

3.1.1 Dimensionamento

Calcolo dei carichi F_k

	area d'influenza (m^2)	G_k (kN/m^2)	g_2 parete esterna (kN)	g_k (kN)	Q_k (kN/m^2)	q_k (kN)	F_k (kN)
3°	7,6	6,71	//	40,78	1,70	10,34	51,11
2°	7,6	5,49	65,14	98,53	3,00	18,24	116,77
1°	7,6	5,49	65,14	98,53	3,00	18,24	116,77
PT	7,6	5,49	65,14	98,53	3,00	18,24	116,77

Dove si è considerato:

- per il solaio di copertura (3°) la somma dei carichi G_k relativi al solaio strutturale (G_1) e alla stratigrafia soprastante (G_2), e la somma dei carichi Q_k relativi al carico della neve (q_s) e al Q_k caratteristico delle coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione;
- per i solai interpiano (2°, 1° e PT) la somma dei carichi G_k relativi al solaio strutturale (G_1) e alla stratigrafia soprastante (G_2), e il Q_k caratteristico degli ambienti scolastici;
- relativamente al solaio interpiano, il carico concentrato della parete di tamponamento esterna G_2 (in kN/m) moltiplicato per la lunghezza (in m) che copre all'interno dell'area di influenza, in modo tale da ottenere il valore g_2 in kN.

Il valore g_k in kN si è ottenuto moltiplicando G_k per l'area di influenza e sommandolo con il g_2 relativo alle pareti di tamponamento esterno, mentre il valore q_k si è ottenuto moltiplicando Q_k per l'area di influenza. L' F_k complessivo finale si è ottenuto con la somma dei g_k e q_k precedentemente calcolati.

Dimensionamento delle sezioni

	F_k (kN)	N_k (kN)	N_{Ed} (kN)	A_{co} (cm ²)	$a \times b$ (cm)	A_c (cm ²)	A_{so} (cm ²)	$n\Phi$ (mm)	A_s (cm ²)
3°	51,11	51,11	73,09	64,68	30x30	900	2,7	4Φ14	6,16
2°	116,77	167,89	240,08	212,46	30x30	900	2,7	4Φ14	6,16
1°	116,77	284,66	407,07	360,24	30x30	900	2,7	4Φ14	6,16
PT	116,77	401,44	574,05	508,01	30x30	900	2,7	4Φ14	6,16

Dove si è considerato:

- F_k il carico proveniente dall'impalcato superiore prima calcolato;
- N_k lo sforzo assiale ottenuto sommando progressivamente i carichi;
- N_{Ed} l'azione assiale di calcolo ottenuta amplificando N_k per il coefficiente $\gamma_f = 1,43$, da cui $N_{ed} = N_k * 1,43$;
- A_{co} l'area teorica minima di calcestruzzo necessaria per resistere da sola all'azione di calcolo, pari a $A_{co} = \frac{N_{ed}}{f'_{cd}}$, ricordandoci che $f'_{cd} = 1,13 \text{ kN/cm}^2$;
- $a \times b$ le dimensioni effettive scelte per il tratto di pilastro;
- A_c l'area effettiva di calcestruzzo;

- A_{so} la sezione teorica minima di armatura pari a $A_{so} = 0,10 * \frac{N_{ed}}{f_{yd}}$, ricordandoci che $f_{yd} = 39,1 \text{ kN/cm}^2$; A_{so} deve essere almeno pari al 0,3% della sezione effettiva A_c del calcestruzzo;
- l'armatura scelta per il tratto di pilastro indicata con il numero n dei ferri ed il loro diametro Φ ;
- A_s l'area della sezione effettiva dell'armatura metallica.

3.2.2 Verifiche SLU

	A_{ir} (cm^2)	N_{Rd} (kN)	γ_r	≥ 1
3°	1.113,14	1.257,84	17,21	✓
2°	1.113,14	1.257,84	5,24	✓
1°	1.113,14	1.257,84	3,09	✓
PT	1.113,14	1.257,84	2,19	✓

Dove si è considerato:

- A_{ir} l'area ideale, pari a $A_{ir} = A_c + A_s \frac{f_{yd}}{f'_{cd}}$, raggugliata al calcestruzzo con il coefficiente f_{yd}/f'_{cd} per il calcolo a rottura della sezione, ricordandoci che $f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2$ e $f'_{cd} = 1,13 \text{ kN/cm}^2$;
- N_{Rd} valore resistente dello sforzo assiale, da confrontarsi con quello agente N_{Ed} , pari a $N_{Rd} = f'_{cd} * A_{ir}$;
- γ_r pari a $\gamma_r = \frac{N_{Rd}}{N_{Ed}}$, rapporto tra resistenza ed azione nella sezione, che deve risultare maggiore o uguale a 1 per far sì che la verifica allo stato limite ultimo risulti verificata.

3.1.3 Verifiche SLE

	A_{ie} (cm^2)	σ_c (MPa)	$\leq \sigma'_c$ (MPa)
3°	992,40	0,52	✓
2°	992,40	1,69	✓
1°	992,40	2,87	✓
PT	992,40	4,05	✓

Dove si è considerato:

- A_{ie} l'area ideale, pari a $A_{ie} = A_e + \alpha_e A_s$, ragguagliata al calcestruzzo con il coefficiente convenzionale di omogeneizzazione $\alpha_e = 15$ per il calcolo elastico di esercizio;
- σ_c tensione nel calcestruzzo per la verifica della compressione in esercizio, pari a $\sigma_c = \frac{N_k}{A_{ie}}$, valore da confrontarsi con la tensione ammissibile in esercizio per compressione centrata $\sigma'_c = 7,8 \text{ N/mm}^2$.

4. PROGETTO E VERIFICA DEI SOLAI

Il solaio preso in analisi è in latero cemento 28+5, con interasse tra i travetti di 50 cm, travetti di 12 cm e pignatte di 38 cm. Ci si riferisce alla zona di solaio costituita da tre campate contigue di luci rispettivamente pari a 6,4 m, 5 m e 6,4 m, compresa tra i pilastri PA-3 PA-4 PD-3 PD-4.

4.1 Solaio interpiano A-D_3-4

4.1.1 Dimensionamento

Calcolo dei carichi

	kN/m^2	kN/m
G_1	3,95	1,98
G_2	1,54	0,77
Q_k	3,00	1,50

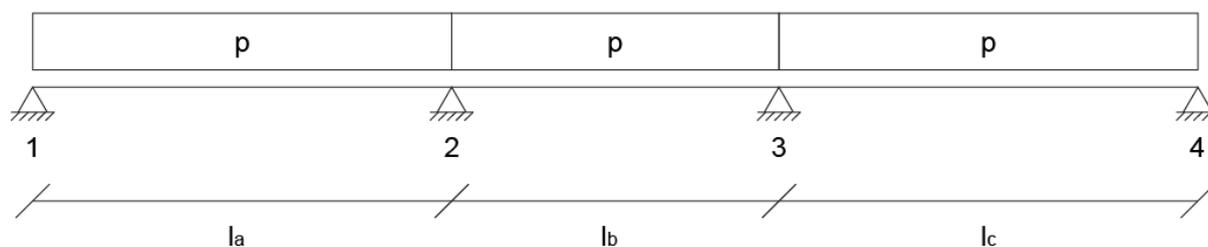
Dove si è considerato:

- G_1 pari al carico del solaio strutturale;
- G_2 pari alla somma della stratigrafia relativa al solaio interpiano e del carico distribuito relativo al tramezzo;
- Q_k caratteristico degli ambienti scolastici.

Tutti i valori sopra esplicitati sono in kN/m^2 . Per le verifiche, è necessario considerare una striscia di solaio pari all'interasse tra i travetti (0,5 m). Pertanto, i carichi per metro lineare sono pari al prodotto tra i carichi su unità di superficie e l'interasse tra i travetti.

Analisi delle sollecitazioni

La striscia di solaio può essere schematizzata tramite un'asta vincolata in corrispondenza di travi o pareti di controvento, dove si seleziona un vincolo di appoggio nel primo caso e un vincolo di incastro nel secondo. Per la striscia di solaio presa in esame, si è ipotizzato il seguente schema statico:



Per trovare le massime sollecitazioni a momento è necessario considerare diverse combinazioni di carico, che massimizzino i valori del momento in campata e del momento agli appoggi. Si tiene anche conto della variabilità dei carichi attraverso l'impiego di coefficienti amplificativi (γ_{sfav}) e riduttivi (γ_{fav}), i cui valori vengono forniti dalle Norme Tecniche per le Costruzioni approvate da Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018.

Per le verifiche SLU il coefficienti valgono:

	γ_{fav}	γ_{sfav}	$p \cdot \gamma_{fav}$	$p \cdot \gamma_{sfav}$
g_1 (kN/m)	1,00	1,30	1,98	2,27
g_2 (kN/m)	0,80	1,50	0,62	1,16
q_k (kN/m)	0,00	1,50	0,00	2,25
totale			2,59	5,97

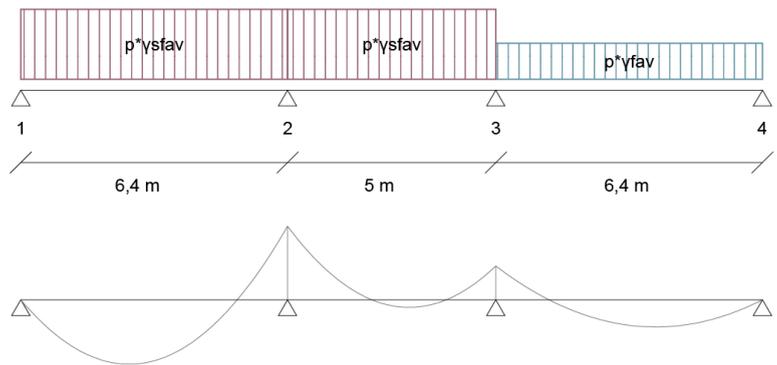
Dove p è quindi il carico complessivo che grava sulle diverse campate, somma dei diversi carichi per metro lineare moltiplicati per i rispettivi coefficienti γ .

Di seguito vengono riportate le combinazioni prese in considerazione per calcolare i valori dei momenti massimi:

- combinazione 1, massimizza il momento nell'appoggio 2;
- combinazione 2, massimizza il momento nell'appoggio 3;
- combinazione 3, massimizza il momento nelle campate a e c;
- combinazione 4, massimizza il momento nella campata b;
- combinazione 5, massimizza il momento negli appoggi 1 e 4.

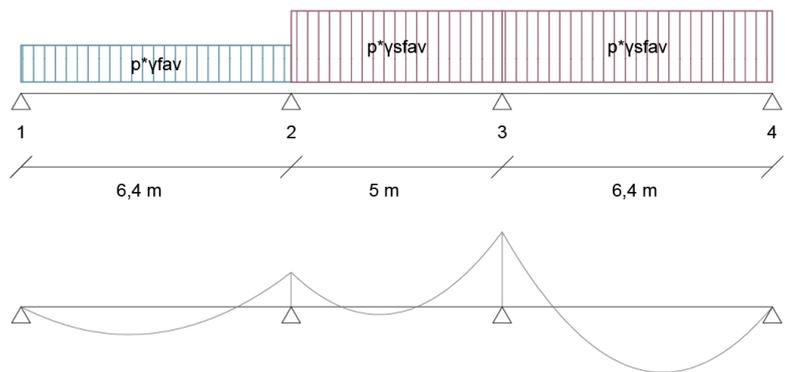
Combinazione 1

	<i>kNm</i>
$M_{max\ 1}$	0,00
$M_{max\ a}$	20,14
$M_{max\ 2}$	-23,02
$M_{max\ b}$	2,37
$M_{max\ 3}$	-10,58
$M_{max\ c}$	8,50
$M_{max\ 4}$	0,00



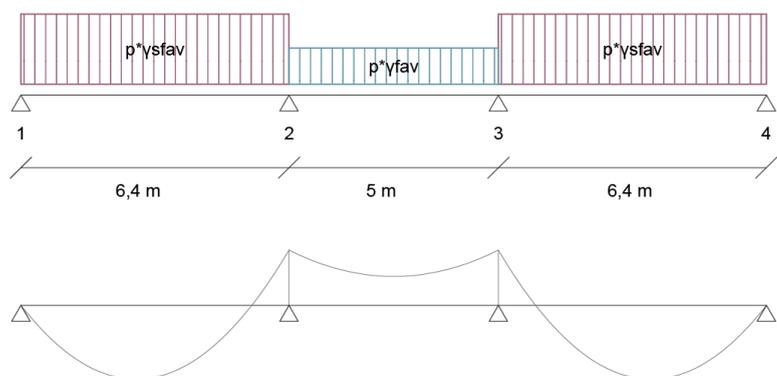
Combinazione 2

	<i>kNm</i>
$M_{max\ 1}$	0,00
$M_{max\ a}$	8,50
$M_{max\ 2}$	-10,58
$M_{max\ b}$	2,37
$M_{max\ 3}$	-23,02
$M_{max\ c}$	20,14
$M_{max\ 4}$	0,00



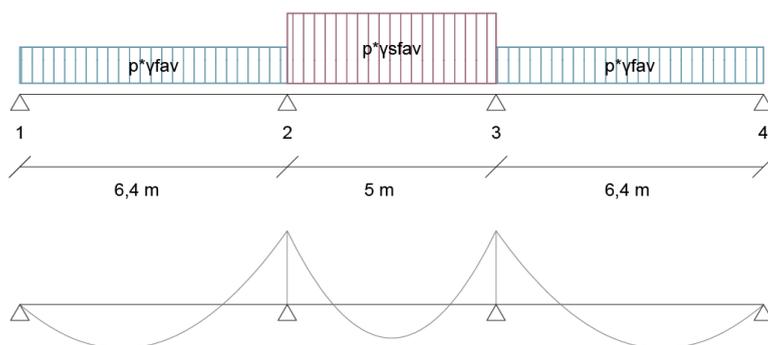
Combinazione 3

	<i>kNm</i>
$M_{max\ 1}$	0,00
$M_{max\ a}$	22,66
$M_{max\ 2}$	-16,99
$M_{max\ b}$	8,89
$M_{max\ 3}$	-16,99
$M_{max\ c}$	22,66
$M_{max\ 4}$	0,00



Combinazione 4

	<i>kNm</i>
$M_{max\ 1}$	0,00
$M_{max\ a}$	7,63
$M_{max\ 2}$	-12,82
$M_{max\ b}$	5,84
$M_{max\ 3}$	-12,82
$M_{max\ c}$	7,63
$M_{max\ 4}$	0,00

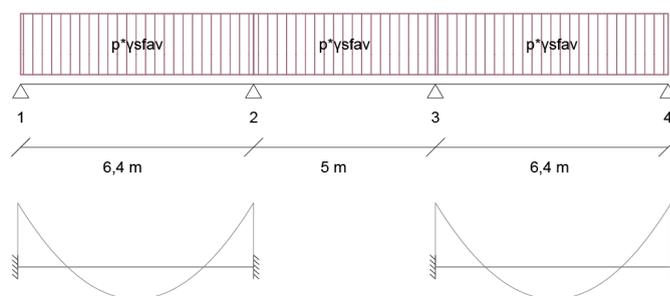


Combinazione 5

Avendo uno schema statico di solo appoggi, il valore del momento negli appoggi d'estremità risulta essere sempre pari a zero. È quindi necessario stimare quel momento sollecitante per tenere in conto un parziale vincolo alla rotazione dato dalla presenza dei pilastri: per farlo, è possibile considerare le aste d'estremità come aste incastrate. Si considera quindi solo il 60% della sollecitazione dei momenti d'incastro, che viene calcolata come:

$$M_{max\ 1} = 60\% \left(-\frac{p_a l_a^2}{12} \right) = -12,23\ kNm$$

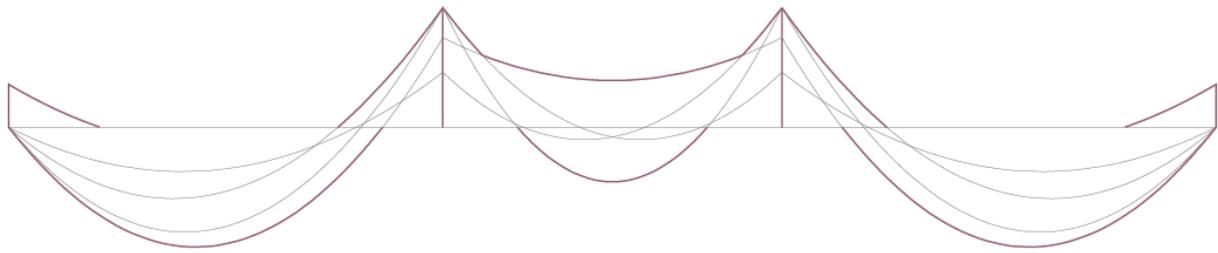
$$M_{max\ 4} = 60\% \left(-\frac{p_c l_c^2}{12} \right) = -12,23\ kNm$$



Riassumendo:

	$M_{max\ 1}$	$M_{max\ a}$	$M_{max\ 2}$	$M_{max\ b}$	$M_{max\ 3}$	$M_{max\ c}$	$M_{max\ 4}$
comb 1	0,00	20,14	-23,02	2,37	-10,58	8,50	0,00
comb 2	0,00	8,50	-10,58	2,37	-23,02	20,14	0,00
comb 3	0,00	22,66	-16,99	-8,89	-16,99	22,66	0,00
comb 4	0,00	7,63	-12,82	5,84	-12,82	7,63	0,00
comb 5	-12,23	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-12,23

Possiamo dunque ricavare il diagramma di inviluppo dei momenti calcolati.



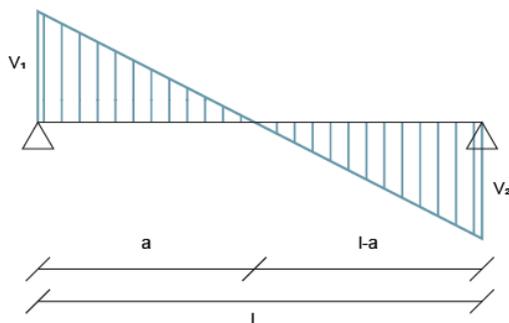
Formule del calcolo dei momenti

Nelle diverse combinazioni, il calcolo dei momenti in appoggio è stato fatto grazie all'equazione dei tre momenti, in particolare per lo schema statico presentato questa risulta essere:

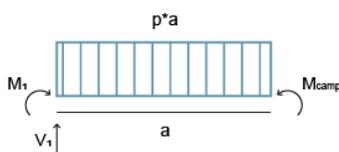
$$\begin{cases} M_1 l_a + 2M_2(l_b + l_a) + M_3 l_b = -\frac{1}{4}(p_b l_b^3 + p_a l_a^3) \\ M_2 l_b + 2M_3(l_c + l_b) + M_4 l_c = -\frac{1}{4}(p_c l_c^3 + p_b l_b^3) \end{cases}$$

ricordandoci che i momenti alle estremità (M_1 e M_4) sono nulli.

Per il calcolo dei momenti in campata invece, avendo calcolato il taglio grazie all'imposizione dell'equilibrio nello schema statico di una singola campata, dopo aver calcolato il punto in cui il taglio si annulla grazie alla similitudine tra triangoli, siamo capaci di calcolare il momento massimo in campata utilizzando l'equazione di equilibrio alla rotazione sullo schema statico del tratto di campata che va dall'appoggio al punto dove il taglio si annulla. In particolare:



$$V_1 : V_2 = a : (l - a) \Rightarrow a = \frac{V_1 l}{V_2 + V_1}$$



Equilibrio alla rotazione rispetto ad A:

$$M_{camp} - M_1 - V_1 a + \frac{p a^2}{2} = 0$$

$$M_{camp} = M_1 + V_1 a - \frac{p a^2}{2}$$

Dimensionamento armature

	M_{sd} (Nmm)	A_s (mm ²)	$n\Phi$ (mm)	A_s^* (mm ²)
appoggio 1	12228000	116,61	1Φ14	153,94
appoggio 2	23020000	219,52	2Φ14	307,88
appoggio 3	23020000	219,52	2Φ14	307,88
appoggio 4	12228000	116,61	1Φ14	153,94
campata a	22660000	216,08	2Φ14	307,88
campata b	5840000	55,69	1Φ14	153,94
campata c	22660000	216,08	2Φ14	307,88

Dove si è considerato:

- M_{sd} il momento sollecitante massimo prima calcolato;
- A_s l'area di armatura richiesta, che risulta essere pari a $A_s = \frac{M_{sd}}{z \cdot f_{yd}}$, dove z è il braccio della coppia interna, che si stima essere il 90% dell'altezza utile della sezione d , pari all'altezza del solaio strutturale diminuita del copriferro netto (25 mm) e del raggio dell'armatura (7 mm), e f_{yd} è la tensione di snervamento di calcolo, che ricordiamo essere pari a $f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2$;
- l'armatura scelta per il tratto di solaio indicata con il numero n dei ferri ed il loro diametro Φ ;
- A_s^* l'area effettiva di armatura scelta.

L'armatura viene posizionata all'intradosso o all'estradosso del solaio in base al segno dei momenti agenti nel tratto considerato: si posiziona all'intradosso in campata, dove il momento è positivo, mentre si posiziona all'estradosso negli appoggi, dove il momento è negativo.

4.1.2 Verifiche SLU

	A_s^* (mm ²)	M_{Rd} (kNm)	M_{sd} (kNm)	$< M_{Rd}$	ω_s	$< \omega_s$
appoggio 1	153,94	16,14	12,23	✓	0,12	✓
appoggio 2	307,88	32,29	23,02	✓	0,24	✓
appoggio 3	307,88	32,29	23,02	✓	0,24	✓

appoggio 4	153,94	16,14	12,23	✓	0,12	✓
campata a	307,88	32,29	22,66	✓	0,06	✓
campata b	153,94	16,14	5,84	✓	0,03	✓
campata c	307,88	32,29	22,66	✓	0,06	✓

Dove si è considerato:

- A_s^* l'area effettiva di armatura scelta prima;
- M_{Rd} il momento resistente, pari a $M_{Rd} = A_s^* \cdot 0,9d \cdot f_{yd}$, che dipende quindi dalla quantità di armatura messa;
- M_{sd} il momento sollecitante massimo prima calcolato, che deve risultare minore del momento resistente M_{Rd} ;
- ω_s la percentuale meccanica di armatura, pari a $\omega_s = \frac{f_{yd} \cdot A_s^*}{f_{cd} \cdot b \cdot d}$, dove f_{yd} è la tensione di snervamento di calcolo, che ricordiamo essere pari a $f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2$, f_{cd} è la resistenza di calcolo del calcestruzzo, che ricordiamo essere pari a $f_{cd} = 14,2 \text{ N/mm}^2$, d è l'altezza utile della sezione prima definita, b è la larghezza d'anima del travetto (12 cm) per le sezioni di appoggio e la larghezza dell'ala del travetto (50 cm) per le sezioni di campata, e A_s^* è l'area effettiva di armatura scelta prima;
- ω_s è pari a 0,52 ed è necessario che ω_s sia inferiore di questo valore per verificare che il collasso avvenga con l'armatura tesa snervata.

4.1.3 Verifiche SLE

Analisi delle sollecitazioni

É necessario calcolare di nuovo, come fatto precedentemente, i valori dei momenti sollecitanti massimi. Si sfruttano di nuovo le combinazioni di calcolo e i coefficienti amplificativi (γ_{sfav}) e riduttivi (γ_{fav}), i cui valori vengono forniti dalle Norme Tecniche per le Costruzioni approvate da Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018.

Per le verifiche SLE il coefficienti valgono:

	γ_{fav}	γ_{sfav}	$p \cdot \gamma_{fav}$	$p \cdot \gamma_{sfav}$
g_1 (kN/m)	1,00	1,00	1,98	1,98
g_2 (kN/m)	0,80	1,00	0,62	0,77

q_k (kN/m)	0,00	1,00	0,00	1,50
totale			2,59	4,25

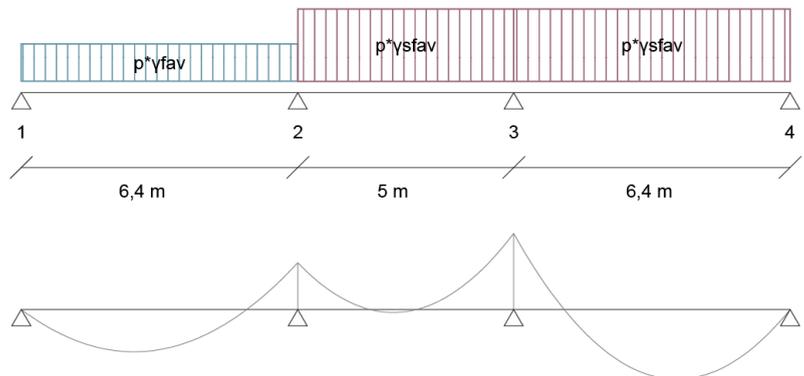
Dove p è quindi il carico complessivo che grava sulle diverse campate, somma dei diversi carichi per metro lineare moltiplicati per i rispettivi coefficienti γ .

Di seguito vengono riportate le combinazioni prese in considerazione per calcolare i valori dei momenti massimi:

- combinazione 1, massimizza il momento nell'appoggio 2;
- combinazione 2, massimizza il momento nell'appoggio 3;
- combinazione 3, massimizza il momento nelle campate a e c;
- combinazione 4, massimizza il momento nella campata b;
- combinazione 5, massimizza il momento negli appoggi 1 e 4.

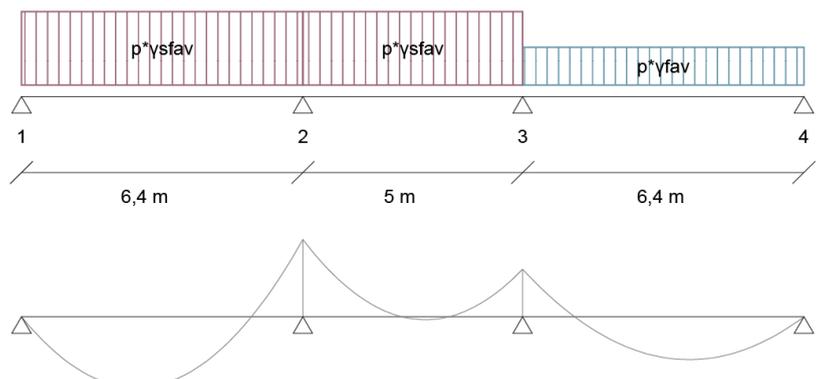
Combinazione 1

kNm	
$M_{max 1}$	0,00
$M_{max a}$	14,54
$M_{max 2}$	-15,90
$M_{max b}$	0,62
$M_{max 3}$	-9,78
$M_{max c}$	8,82
$M_{max 4}$	0,00



Combinazione 2

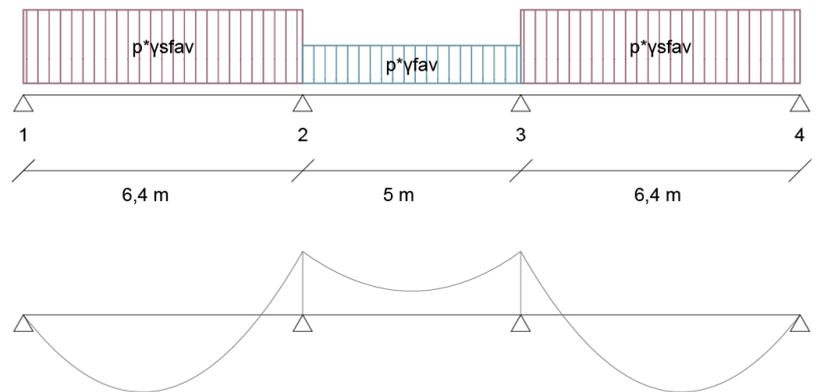
kNm	
$M_{max 1}$	0,00
$M_{max a}$	9,82
$M_{max 2}$	-9,78
$M_{max b}$	0,62
$M_{max 3}$	-15,90
$M_{max c}$	14,54



$M_{max\ 4}$	0,00
--------------	------

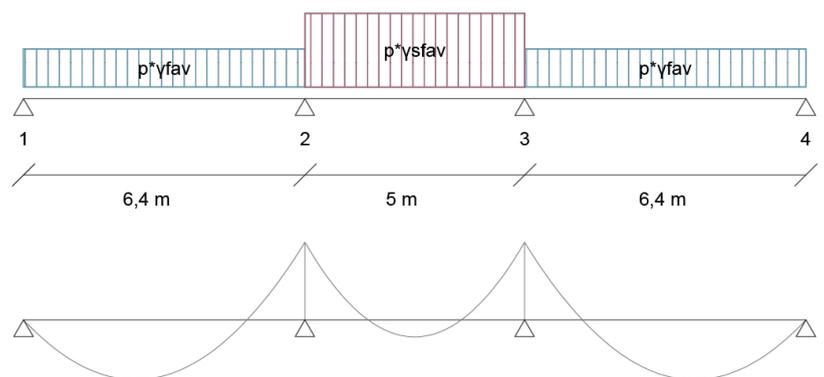
Combinazione 3

kNm	
$M_{max\ 1}$	0,00
$M_{max\ a}$	15,78
$M_{max\ 2}$	-12,93
$M_{max\ b}$	4,84
$M_{max\ 3}$	-12,93
$M_{max\ c}$	15,78
$M_{max\ 4}$	0,00



Combinazione 4

kNm	
$M_{max\ 1}$	0,00
$M_{max\ a}$	8,38
$M_{max\ 2}$	-10,88
$M_{max\ b}$	2,40
$M_{max\ 3}$	-10,88
$M_{max\ c}$	8,38
$M_{max\ 4}$	0,00

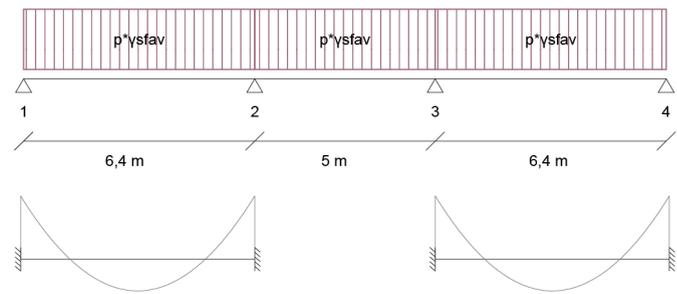


Combinazione 5

Avendo uno schema statico di solo appoggi, il valore del momento negli appoggi d'estremità risulta essere sempre pari a zero. É quindi necessario stimare quel momento sollecitante per tenere in conto un parziale vincolo alla rotazione dato dalla presenza dei pilastri: per farlo, è possibile considerare le aste d'estremità come aste incastrate. Si considera quindi solo il 60% della sollecitazione dei momenti d'incastro, che viene calcolata come:

$$M_{max\ 1} = 60\% \left(-\frac{p_a l_a^2}{12} \right) = -12,23\ kNm$$

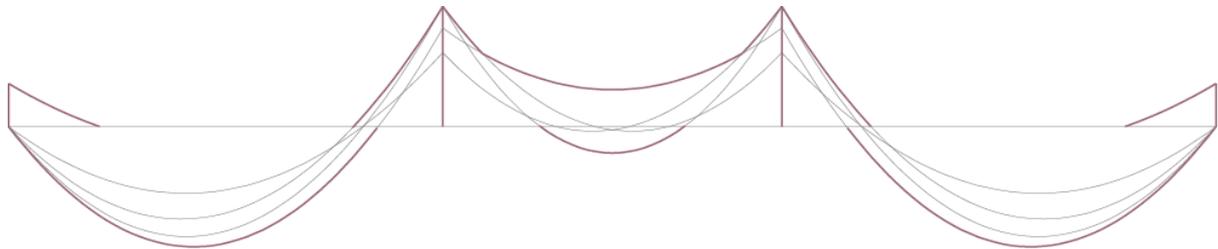
$$M_{max\ 4} = 60\% \left(-\frac{p_c l_c^2}{12} \right) = -12,23\ kNm$$



Riassumendo:

	$M_{max\ 1}$	$M_{max\ a}$	$M_{max\ 2}$	$M_{max\ b}$	$M_{max\ 3}$	$M_{max\ c}$	$M_{max\ 4}$
comb 1	0,00	14,54	-15,90	0,62	-9,78	8,82	0,00
comb 2	0,00	9,82	-9,78	0,62	-15,90	14,54	0,00
comb 3	0,00	15,78	-12,93	-4,84	-12,93	15,78	0,00
comb 4	0,00	8,38	-10,88	2,40	-10,88	8,38	0,00
comb 5	-8,71	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-8,71

Possiamo dunque ricavare il diagramma di involucro dei momenti calcolati.



Formule del calcolo dei momenti

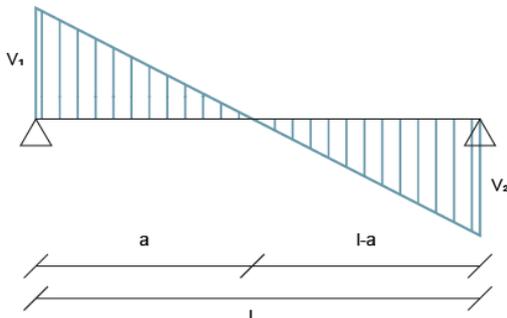
Nelle diverse combinazioni, il calcolo dei momenti in appoggio è stato fatto grazie all'equazione dei tre momenti, in particolare per lo schema statico presentato questa risulta essere:

$$\begin{cases} M_1 l_a + 2M_2(l_b + l_a) + M_3 l_b = -\frac{1}{4}(p_b l_b^3 + p_a l_a^3) \\ M_2 l_b + 2M_3(l_c + l_b) + M_4 l_c = -\frac{1}{4}(p_c l_c^3 + p_b l_b^3) \end{cases}$$

ricordandoci che i momenti alle estremità (M_1 e M_4) sono nulli.

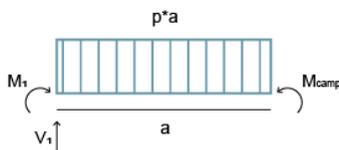
Per il calcolo dei momenti in campata invece, avendo calcolato il taglio grazie all'imposizione dell'equilibrio nello schema statico di una singola campata, dopo aver calcolato il punto in cui

il taglio si annulla grazie alla similitudine tra triangoli, siamo capaci di calcolare il momento massimo in campata utilizzando l'equazione di equilibrio alla rotazione sullo schema statico del tratto di campata che va dall'appoggio al punto dove il taglio si annulla. In particolare:



$$V_1 : V_2 = a : (l - a) \Rightarrow a = \frac{V_1 l}{V_2 + V_1}$$

Equilibrio alla rotazione rispetto ad A:



$$M_{camp} - M_1 - V_1 a + \frac{pa^2}{2} = 0$$

$$M_{camp} = M_1 + V_1 a - \frac{pa^2}{2}$$

Verifiche SLE- tensioni, fessurazione, deformazione

	M_{Sd} (Nmm)	A_s^* (mm ²)	b (mm)	x (mm)	z (mm)	σ_c (MPa)	< 15 MPa	σ_s (MPa)	< 360 MPa
appoggio 1	8706000	153,94	120	89,56	268,15	6,04	✓	210,91	✓
appoggio 2	15900000	307,88	120	117,78	258,74	8,70	✓	199,60	✓
appoggio 3	15900000	307,88	120	117,78	258,74	8,70	✓	199,60	✓
appoggio 4	8706000	153,94	120	89,56	268,15	6,04	✓	210,91	✓
campata a	15780000	307,88	500	<u>65,53*</u>	276,16	3,49	✓	185,60	✓
campata b	2400000	153,94	500	48,05	281,98	0,71	✓	55,29	✓
campata c	15780000	307,88	500	<u>65,53*</u>	276,16	3,49	✓	185,60	✓

Dove si è considerato:

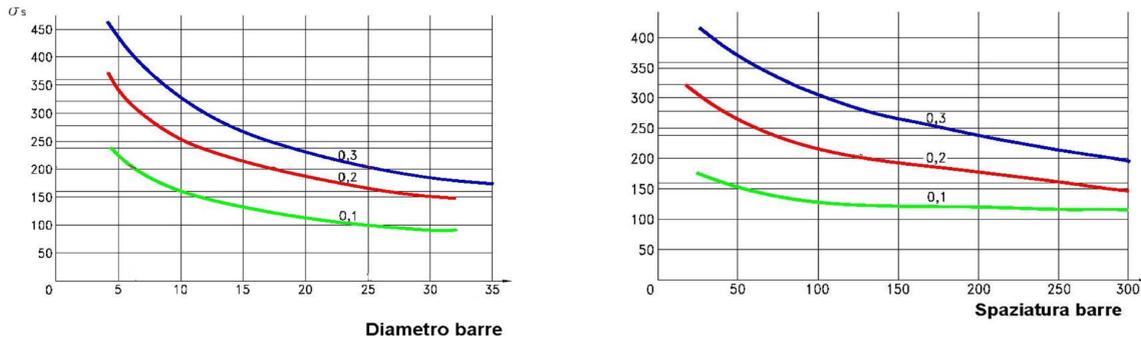
- M_{sd} il momento sollecitante massimo prima calcolato;
- A_s^* l'area effettiva di armatura scelta prima;

- b la larghezza d'anima del travetto (12 cm) per le sezioni di appoggio e la larghezza dell'ala del travetto (50 cm) per le sezioni di campata;
- x la posizione dell'asse neutro, pari a $x = \frac{\alpha_e A_s}{b} \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2bd}{\alpha_e A_s}} \right\}$, dove A_s è l'area effettiva di armatura messa, b è la larghezza prima citata, d è l'altezza utile della sezione e $\alpha_e = 15$ è il coefficiente convenzionale di omogeneizzazione;
- z il braccio della coppia interna, pari a $z = d - \frac{x}{3}$, dove d è l'altezza utile della sezione e x la posizione dell'asse neutro prima calcolata;
- σ_c la tensione di compressione nel calcestruzzo compresso, pari a $\sigma_c = \frac{2M}{bxz}$, dove M è il momento sollecitante, b è la larghezza d'anima del travetto (12 cm) per le sezioni di appoggio e la larghezza dell'ala del travetto (50 cm) per le sezioni di campata, x è la posizione dell'asse neutro prima calcolata e z è la coppia del braccio interno prima calcolata;
- 15 MPa è il valore della σ_c ammissibile in esercizio, calcolata come $\sigma_c = f_{ck} * 0,60 = 15 N/mm^2$ per combinazione rara, la σ_c prima calcolata deve quindi risultare inferiore a questo valore;
- σ_s è la tensione di trazione nell'armatura tesa, pari a $\sigma_s = \frac{M}{A_s z}$, dove M è il momento sollecitante, A_s è l'area effettiva di armatura messa e z è il braccio della coppia interna prima calcolato;
- 360 MPa è il valore della σ_s ammissibile in esercizio, calcolata come $\sigma_s = f_{yk} * 0,8 = 360 N/mm^2$, la σ_s prima calcolata deve quindi risultare inferiore a questo valore.

***N.B.** Si osserva che nelle campate a e c, l'asse neutro non taglia l'ala ma l'anima del travetto, in quanto $x = 65,53$ mm risulta inferiore allo spessore di 50 mm della soletta, pertanto il calcolo di x andrebbe aggiornato in modo tale da tener conto dell'effettiva geometria e T della sezione del travetto. Tuttavia, essendo la differenza $65,53 - 50 = 15,53$ mm non elevata rispetto all'altezza della sezione, e essendo le tensioni σ_s e σ_c calcolate abbondantemente inferiori ai valori limite, le verifiche possono essere considerate soddisfatte senza la necessità di aggiornare i calcoli.

La verifica a fessurazione può essere eseguita indirettamente controllando che il diametro delle armature tese (Φ_{max}) e la loro spaziatura (i) non superino determinati stati limite. Tali limiti dipendono dallo stato tensionale delle armature tese in condizione di esercizio, dunque da σ_s , e dall'apertura massima delle fessure consentita (w). Questa dipende a sua volta dalle

condizioni ambientali a cui è esposta la struttura e dalla tipologia di armatura. Nel caso dell'edificio preso in esame, si considerano condizioni ambientali ordinarie e armature poco sensibili, a cui corrisponde la curva $w_2 = 0,3$ mm. Per determinare i valori di Φ_{max} e i consentiti, si segna il valore di σ_s considerato nel grafico e si cerca il punto in cui questo interseca la curva $w_2 = 0,3$ mm di riferimento. I grafici della verifica a fessurazione indiretta vengono forniti dalle Norme Tecniche per le Costruzioni approvate da Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018.



	$n\Phi$ (mm)	σ_s (Mpa)	Φ (mm)	Φ_{max} (mm)	$\Phi \leq \Phi_{max}$	i (mm)	i_{max} (mm)	$i \leq i_{max}$
appoggio 1	1 Φ 14	210,91	14	25	✓	60	300	✓
appoggio 2	2 Φ 14	199,60	14	25	✓	40	300	✓
appoggio 3	2 Φ 14	199,60	14	25	✓	40	300	✓
appoggio 4	1 Φ 14	210,91	14	25	✓	60	300	✓
campata a	2 Φ 14	185,60	14	25	✓	40	300	✓
campata b	1 Φ 14	55,29	14	> 35	✓	60	> 300	✓
campata c	2 Φ 14	185,60	14	25	✓	40	300	✓

Dove si è considerato:

- $n\Phi$ l'armatura tesa presente dal tratto di solaio considerato;
- σ_s la tensione di trazione nell'armatura tesa, prima calcolata;
- Φ il diametro di armatura scelto;
- Φ_{max} il diametro massimo consentito, ricavato dalla verifica indiretta;

- i la spaziatura tra le barre, pari a $120/2 = 60$ mm nelle zone in cui è presente una sola barra e $120/3 = 40$ mm nelle zone in cui sono presenti due barre;
- i_{max} la spaziatura massima consentita tra le basse, ricavata dalla verifica indiretta.

Nel caso di solai con luci fino a 10 m la verifica a deformazione può essere eseguita indirettamente, assicurandosi che il rapporto tra luce e altezza del solaio non superi un determinato valore fornito dalle Norme Tecniche per le Costruzioni approvate da Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018.

	A_s^* (mm^2)	$(l/h)_{max}$	l (mm)	h (mm)	(l/h)	$(l/h) \leq (l/h)_{max}$
campata a	307,88	20,8	6400	330	19,39	✓
campata b	153,94	20,8	5000	330	15,15	✓
campata c	307,88	20,8	6400	330	19,39	✓

Dove si è considerato:

- A_s^* l'area effettiva di armatura scelta prima;
- $(l/h)_{max}$ il rapporto luce altezza fissato dalle NTC 2018, ridotto del 20%, dunque $26 * 0,8 = 20,8$;
- l la luce della campata;
- h l'altezza del solaio;
- (l/h) il rapporto tra luce e altezza effettivo.

4.1.4 Verifiche a taglio (SLU)

Analisi delle sollecitazioni

Per trovare le massime sollecitazioni a taglio è necessario considerare, come fatto per il momento, diverse combinazioni di carico, che massimizzino i valori del taglio nei vari appoggi. Le combinazioni di carico sono le medesime considerate prima per il calcolo del momento sollecitante. Si tiene conto della variabilità dei carichi attraverso l'impiego di coefficienti amplificativi (γ_{sfav}) e riduttivi (γ_{fav}), i cui valori vengono forniti dalle Norme Tecniche per le Costruzioni approvate da Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018 .

Per le verifiche SLU il coefficienti valgono:

	γ_{fav}	γ_{sfav}	$p^*\gamma_{fav}$	$p^*\gamma_{sfav}$
g_1 (kN/m)	1,00	1,30	1,98	2,27

g_2 (kN/m)	0,80	1,50	0,62	1,16
q_k (kN/m)	0,00	1,50	0,00	2,25
totale			2,59	5,97

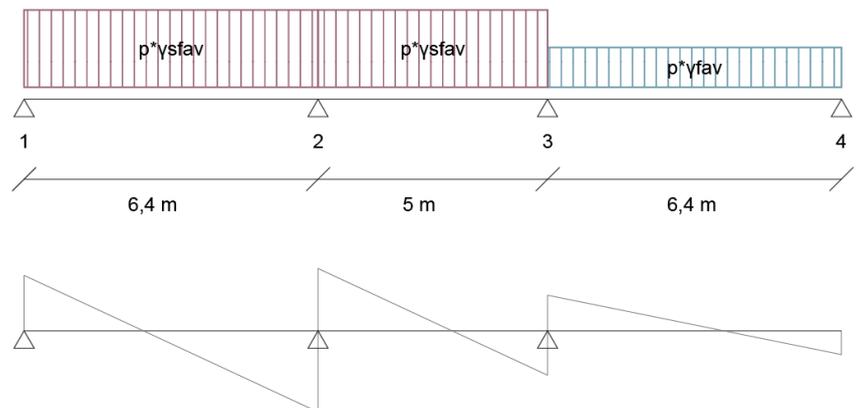
Dove p è quindi il carico complessivo che grava sulle diverse campate, somma dei diversi carichi per metro lineare moltiplicati per i rispettivi coefficienti γ .

Di seguito vengono riportate le combinazioni prese in considerazione per calcolare i valori del taglio massimo:

- combinazione 1, massimizza il taglio nell'appoggio 2;
- combinazione 2, massimizza il taglio nell'appoggio 3;
- combinazione 3, massimizza il taglio negli appoggi 1 e 4;
- combinazione 4;
- combinazione 5;

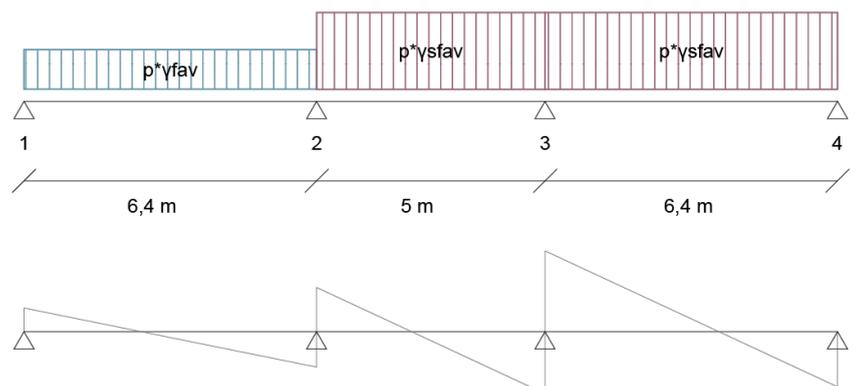
Combinazione 1

kN	
$V_{max 1}$	15,51
$V_{max 2 (a)}$	-22,7
$V_{max 2 (b)}$	17,41
$V_{max 3 (b)}$	-12,44
$V_{max 3 (c)}$	9,94
$V_{max 4}$	-6,64



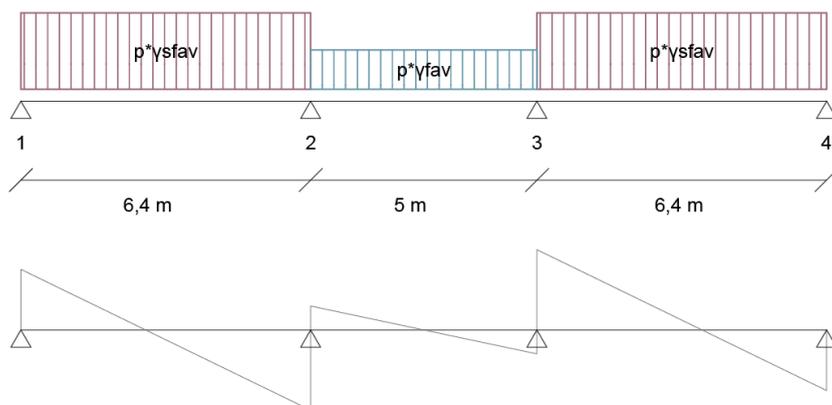
Combinazione 2

kN	
$V_{max 1}$	6,64
$V_{max 2 (a)}$	-9,94
$V_{max 2 (b)}$	12,44
$V_{max 3 (b)}$	-17,41
$V_{max 3 (c)}$	22,7
$V_{max 4}$	-15,51



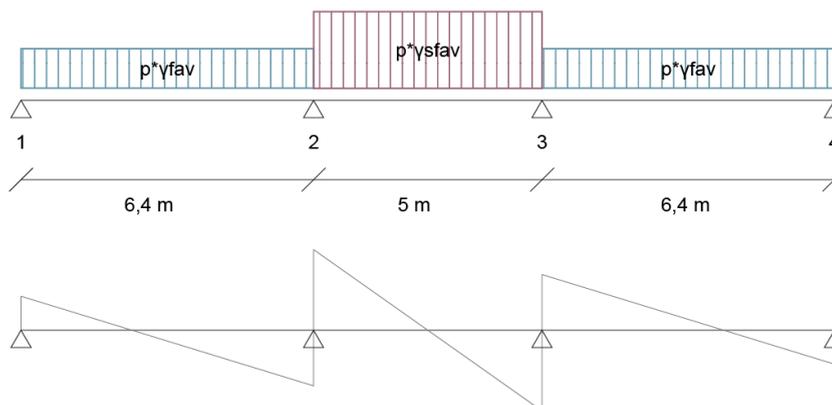
Combinazione 3

	kN
$V_{max\ 1}$	16,45
$V_{max\ 2\ (a)}$	-21,76
$V_{max\ 2\ (b)}$	6,47
$V_{max\ 3\ (b)}$	-6,47
$V_{max\ 3\ (c)}$	21,76
$V_{max\ 4}$	-16,45



Combinazione 4

	kN
$V_{max\ 1}$	6,29
$V_{max\ 2\ (a)}$	-10,29
$V_{max\ 2\ (b)}$	14,92
$V_{max\ 3\ (b)}$	-14,92
$V_{max\ 3\ (c)}$	10,29
$V_{max\ 4}$	-6,29

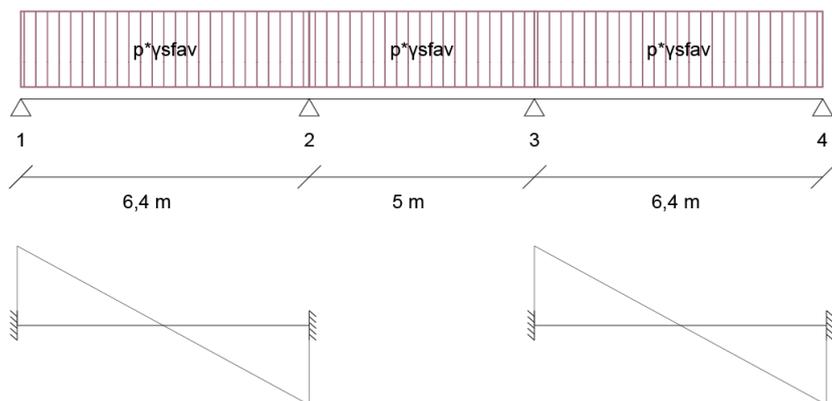


Combinazione 5

Come nel caso del momento, anche nel caso del calcolo dei tagli massimi tra le combinazioni è presente quella che considera le aste di estremità come aste incastrate. Si tiene quindi conto di un valore di taglio pari al 60% della sollecitazione dei tagli d'incastro, che viene calcolato come:

$$V_1 = 60\% \left(\frac{p_a l_a}{2} \right) = 11,46 \text{ kN}$$

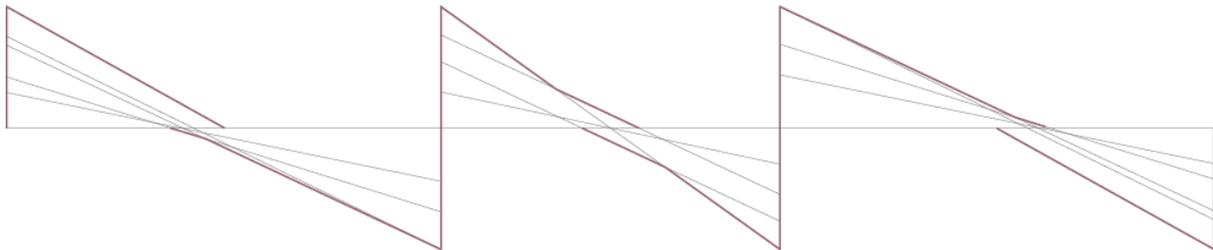
$$V_2 = 60\% \left(\frac{p_b l_b}{2} \right) = -11,46 \text{ kN}$$



Riassumendo:

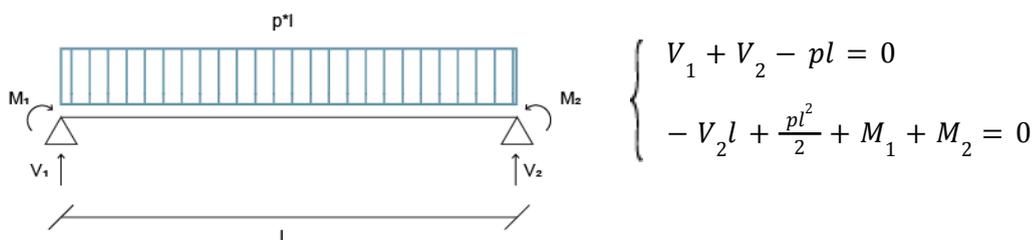
	$V_{max 1}$	$V_{max 2 (a)}$	$V_{max 2 (b)}$	$V_{max 3 (b)}$	$V_{max 3 (c)}$	$V_{max 4}$
comb 1	15,51	-22,7	17,41	-12,44	9,94	-6,64
comb 2	6,64	-9,94	12,44	-17,41	22,7	-15,51
comb 3	16,45	-21,76	6,47	-6,47	21,76	-16,45
comb 4	6,29	-10,29	14,92	-14,92	10,29	-6,29
comb 5	11,46	0,00	0,00	0,00	0,00	-11,46

Possiamo dunque ricavare il diagramma di involucro dei tagli calcolati.



Formule del calcolo dei tagli

Per il calcolo del taglio è necessario imporre l'equilibrio nello schema statico di una singola campata, in particolare:



In realtà il taglio così calcolato non è esattamente pari al taglio sollecitante negli appoggi, questo perché non è stata presa in considerazione la geometria stessa degli appoggi, ovvero la sezione rettangolare delle travi su cui poggia il solaio. È quindi necessario calcolare un valore del taglio ridotto, pari a:

$$V'_{1,5d} = V_1 - (V_1 - V_{2(a)}) * \frac{[(B_{tr}/2)+0,9d]}{l_a}$$

dove si è considerato:

- V_1 il valore massimo di taglio nell'appoggio considerato;

- $V_{2(a)}$ il valore di taglio nell'appoggio relativo alla stessa campata, preso dalla stessa combinazione del valore precedente;
- B_{t1} la larghezza della trave dell'appoggio considerato;
- d l'altezza utile della sezione del solaio;
- l_a la luce della campata di riferimento.

Si ripete questo procedimento per tutti i valori massimi di taglio prima calcolati. I valori dei tagli ridotti finali sono quindi:

	appoggio 1	appoggio 2 (a)	appoggio 2 (b)	appoggio 3 (b)	appoggio 3 (c)	appoggio 4
V'_{Sd} (kN)	13,95	-19,01	13,72	-13,72	19,01	-13,95

Verifiche a taglio per elementi privi di specifica armatura d'anima

	V'_{Sd} (kN)	b (mm)	d (mm)	κ	< 2	A_s^* (mm ²)	ρ_s	$V_{Rd,min}$ (kN)	V_{Rd} (kN)	$V_{Rd} > V_{Rd,min}$	$V_{Rd} > V'_{Sd}$
appoggio 1	13,95	120	298	1,82	✓	307,88	0,0086	15,36	21,72	✓	✓
appoggio 2 (a)	-19,01	120	298	1,82	✓	307,88	0,0086	15,36	21,72	✓	✓
appoggio 2 (b)	13,72	120	298	1,82	✓	153,94	0,0043	15,36	17,24	✓	✓
appoggio 3 (b)	-13,72	120	298	1,82	✓	153,94	0,0043	15,36	17,24	✓	✓
appoggio 3 (c)	19,01	120	298	1,82	✓	307,88	0,0086	15,36	21,72	✓	✓
appoggio 4	-13,95	120	298	1,82	✓	307,88	0,0086	15,36	21,72	✓	✓

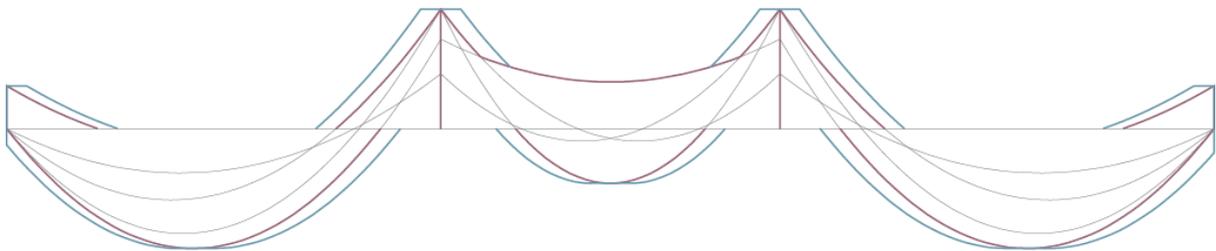
Dove si è considerato:

- V'_{Sd} il taglio ridotto precedentemente calcolato, che deve risultare inferiore al taglio resistente V_{Rd} ;
- b la larghezza dell'anima del travetto;
- d l'altezza utile della sezione;
- κ il coefficiente relativo all'effetto ingranamento degli aggregati, pari a $\kappa = 1 + (200/d)^{1/2}$, dove d è l'altezza utile della sezione; questo valore deve essere compreso tra 1 e 2;
- A_s^* l'area dell'armatura presente nell'appoggio considerato;
- ρ_s il rapporto geometrico di armatura longitudinale, ovvero l'armatura che attraversa la fessura all'intradosso, pari a $\rho_s = \frac{A_{sl}}{b_w d}$, dove A_{sl} è l'armatura longitudinale, b_w è la larghezza dell'anima del travetto e d è l'altezza utile della sezione;

- $V_{Rd,min}$ è il valore minimo che può assumere il taglio resistente, pari a $V_{Rd,min} = 0,035\kappa^{3/2}f_{ck}^{1/2}$, dove κ è il coefficiente prima calcolato e f_{ck} è la resistenza caratteristica del calcestruzzo, che ricordiamo essere $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$;
- V_{Rd} è il taglio resistente, pari a $V_{Rd} = 0,18bd\kappa\frac{(100\rho_s f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0,15bd\sigma_c$, dove il secondo termine è relativo all'effetto benefico della compressione assiale, pari a zero negli elementi semplicemente inflessi, b è la larghezza dell'anima del travetto, d è l'altezza utile della sezione, κ è il coefficiente prima calcolato, ρ_s il rapporto geometrico di armatura longitudinale prima calcolato, f_{ck} è la resistenza caratteristica del calcestruzzo e $\gamma_c = 1,5$ è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo.

Posizionamento armature

Come precedentemente accennato, l'armatura viene posizionata all'intradosso in campata, dove il momento è positivo, mentre si posiziona all'estradosso negli appoggi, dove il momento è negativo. Per determinare la lunghezza delle barre, è necessario analizzare il diagramma degli involuipi del momento traslato di una quantità pari a z , braccio della coppia interna: le barre devono infatti coprire l'intero sviluppo del diagramma del momento traslato.



In aggiunta alle armature precedentemente dimensionate, è necessario inserire in opera delle armature alle estremità, necessarie per ripristinare la continuità dell'armatura di solaio. Questa armatura aggiuntiva deve essere in grado di resistere ad uno sforzo di trazione pari al taglio:

	V'_{Sd} (kN)	A_{agg} (mm ²)	T_{Rd} (kN)	$T_{Rd} > V'_{Sd}$
appoggio 1	13,95	153,94	60,19	✓
appoggio 2 (a)	-19,01	153,94	60,19	✓

appoggio 2 (b)	13,72	153,94	60,19	✓
appoggio 3 (b)	-13,72	153,94	60,19	✓
appoggio 3 (c)	19,01	153,94	60,19	✓
appoggio 4	-13,95	153,94	60,19	✓

Dove si è considerato:

- V'_{Sd} il taglio ridotto precedentemente calcolato;
- A_{agg} l'armatura aggiuntiva, pari a 1Φ14;
- T_{Rd} lo sforzo di trazione resistente dell'armatura aggiuntiva, pari a $T_{Rd} = A_{agg} * f_{yd}$, dove A_{agg} è l'armatura aggiuntiva e f_{yd} è la tensione di snervamento di calcolo dell'acciaio, che ricordiamo essere $f_{yd} = 391 N/mm^2$; questo deve risultare superiore al taglio agente.

5. PROGETTO E VERIFICA DEI TRAVI

Le travi prese in analisi sono la trave di bordo T_A 2-6 e la trave di spina T_B 2-10, rispettivamente da 4 e 8 campate, tutte con luci di 4,5 m. Analogamente a quanto fatto con i pilastri, anche nelle travi si considera un'area d'influenza, la cui lunghezza è pari alla metà della campata di solaio gravante. Questa area viene a sua volta moltiplicata per un coefficiente correttivo, il cui valore dipende dalla posizione della trave. Avremo quindi:

	area (m)	coefficiente correttivo	area di influenza (m)
T_A 2-6	3,2	0,90	2,88
T_B 2-10	5,7	1,25	7,125

5.1 Trave di bordo T_A 2-6

5.1.1 Dimensionamento

Calcolo dei carichi

	kN/m^2	kN/m
G ₁	3,95	11,38
G ₂	1,54	16,12

Q_k	3,00	8,64
-------	------	------

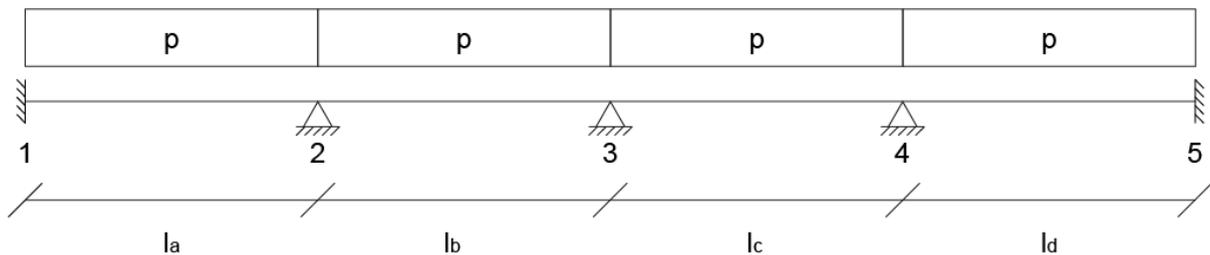
Dove si è considerato:

- G_1 pari al carico del solaio strutturale;
- G_2 pari alla somma della stratigrafia relativa al solaio interpiano, del carico distribuito relativo al tramezzo e del carico concentrato della parete di tamponamento esterna;
- Q_k caratteristico degli ambienti scolastici.

Tutti i valori sopra esplicitati sono in kN/m^2 , eccezione fatta per il carico della parete di tamponamento esterna che risulta essere in kN/m . Per le verifiche, è necessario considerare i carichi per metro lineare, che si calcolano moltiplicando i carichi su unità di superficie per la lunghezza di influenza, pari a 2,88 m. Questo passaggio non deve essere eseguito sulla parete di tamponamento esterna, in quanto è già un carico per metro lineare.

Analisi delle sollecitazioni

La trave può essere schematizzata tramite un'asta vincolata in corrispondenza di pilastri o pareti di controvento, dove si seleziona un vincolo di appoggio nel primo caso e un vincolo di incastro nel secondo. Per la trave presa in esame, si è ipotizzato il seguente schema statico:



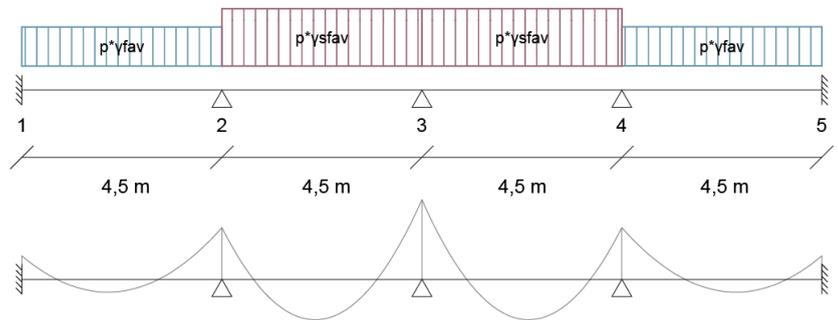
Per trovare le massime sollecitazioni a momento è necessario considerare diverse combinazioni di carico, che massimizzino i valori del momento in campata e del momento agli appoggi. Si tiene anche conto della variabilità dei carichi attraverso l'impiego di coefficienti amplificativi (γ_{sfav}) e riduttivi (γ_{fav}), i cui valori vengono forniti dalle Norme Tecniche per le Costruzioni approvate da Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018.

Per le verifiche SLU il coefficienti valgono:

	γ_{fav}	γ_{sfav}	$p \cdot \gamma_{fav}$	$p \cdot \gamma_{sfav}$
g_1 (kN/m)	1,00	1,30	11,38	14,79
g_2 (kN/m)	0,80	1,50	12,89	24,18
q_k (kN/m)	0,00	1,50	0,00	12,96

totale			24,28	51,94
--------	--	--	-------	-------

Dove p è quindi il carico complessivo che grava sulle diverse campate, somma dei diversi carichi per metro lineare moltiplicati per i rispettivi coefficienti γ .

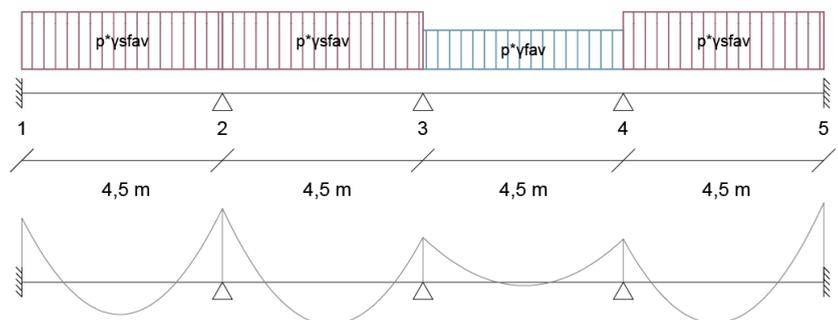


Di seguito vengono riportate le combinazioni prese in considerazione per calcolare i valori dei momenti massimi:

- combinazione 1, massimizza il momento nell'appoggio 2;
- combinazione 2, massimizza il momento nell'appoggio 3;
- combinazione 3, massimizza il momento nell'appoggio 4;
- combinazione 4, massimizza il momento nelle campate a e c, e nell'appoggio 1;
- combinazione 5, massimizza il momento nella campata b e d, e nell'appoggio 5.

Combinazione 1

kNm	
$M_{max} 1$	-83,48
$M_{max} a$	41,81
$M_{max} 2$	-95,98
$M_{max} b$	54,91
$M_{max} 3$	-58,48
$M_{max} c$	4,24
$M_{max} 4$	-55,98
$M_{max} d$	52,82
$M_{max} 5$	-103,49

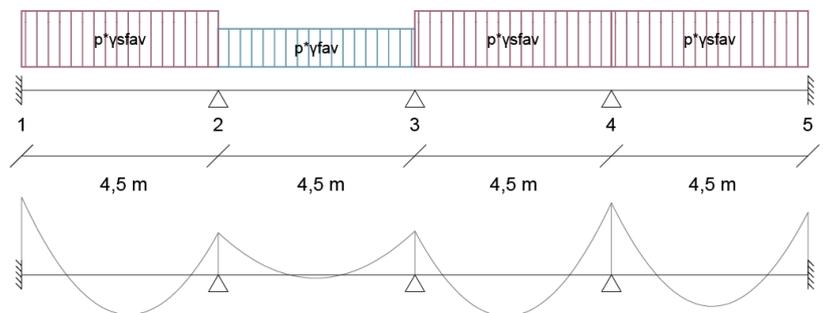


Combinazione 2

kNm	
$M_{max\ 1}$	-29,30
$M_{max\ a}$	15,90
$M_{max\ 2}$	-64,31
$M_{max\ b}$	50,24
$M_{max\ 3}$	-99,32
$M_{max\ c}$	50,24
$M_{max\ 4}$	-64,31
$M_{max\ d}$	15,90
$M_{max\ 5}$	-29,30

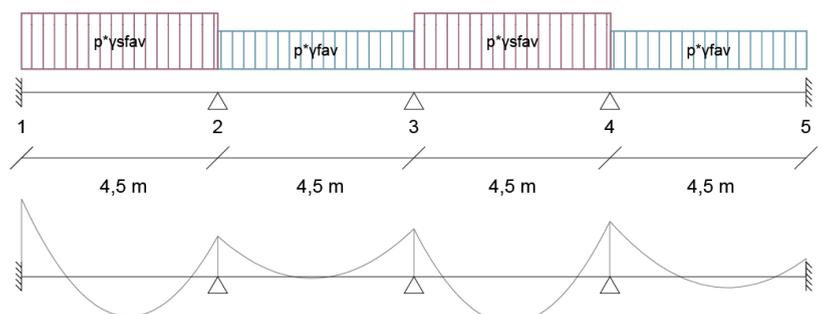
Combinazione 3

kNm	
$M_{max\ 1}$	-103,49
$M_{max\ a}$	52,82
$M_{max\ 2}$	-55,98
$M_{max\ b}$	4,24
$M_{max\ 3}$	-58,48
$M_{max\ c}$	54,91
$M_{max\ 4}$	-95,98
$M_{max\ d}$	41,81
$M_{max\ 5}$	-83,48



Combinazione 4

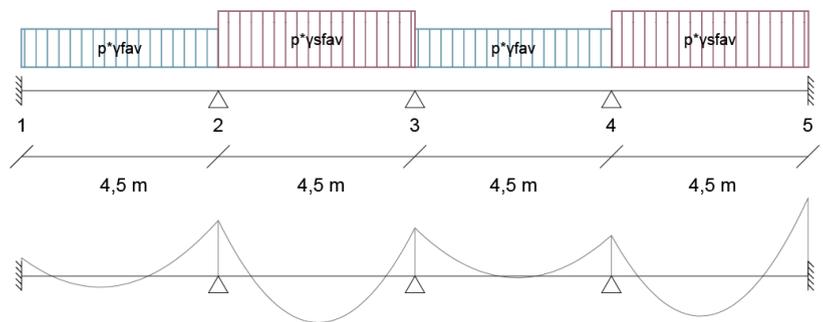
kNm	
$M_{max\ 1}$	-104,32
$M_{max\ a}$	53,35
$M_{max\ 2}$	-54,31
$M_{max\ b}$	2,25



$M_{max\ 3}$	-64,31
$M_{max\ c}$	62,21
$M_{max\ 4}$	-74,31
$M_{max\ d}$	14,69
$M_{max\ 5}$	-24,3

Combinazione 5

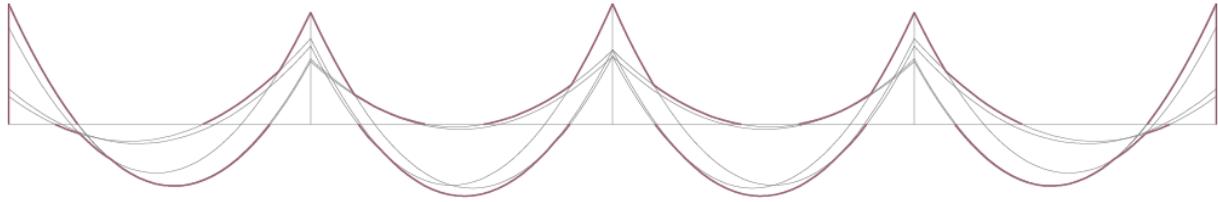
kNm	
$M_{max\ 1}$	-24,30
$M_{max\ a}$	14,69
$M_{max\ 2}$	-74,31
$M_{max\ b}$	62,21
$M_{max\ 3}$	-64,31
$M_{max\ c}$	2,25
$M_{max\ 4}$	-54,32
$M_{max\ d}$	53,35
$M_{max\ 5}$	-104,32



Riassumendo:

	$M_{max\ 1}$	$M_{max\ a}$	$M_{max\ 2}$	$M_{max\ b}$	$M_{max\ 3}$	$M_{max\ c}$	$M_{max\ 4}$	$M_{max\ d}$	$M_{max\ 5}$
comb 1	-83,48	41,81	-95,98	54,91	-58,48	4,24	-55,98	52,82	-103,49
comb 2	-29,3	15,9	-64,31	50,24	-99,32	50,24	-64,31	15,9	-29,3
comb 3	-103,49	52,82	-55,98	4,24	-58,48	54,91	-95,98	41,81	-83,48
comb 4	-104,32	53,35	-54,31	2,25	-64,31	62,21	-74,31	14,69	-24,3
comb 5	-24,3	14,69	-74,31	62,21	-64,31	2,25	-54,32	53,35	-104,32

Possiamo dunque ricavare il diagramma di inviluppo dei momenti calcolati.



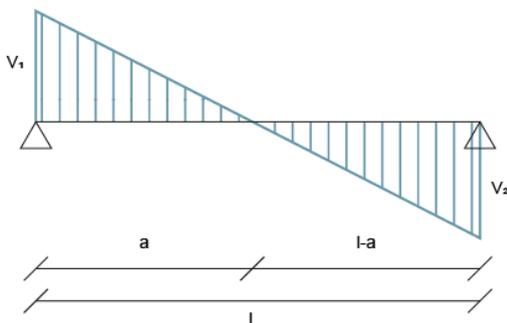
Formule del calcolo dei momenti

Nelle diverse combinazioni, il calcolo dei momenti in appoggio è stato fatto grazie all'equazione dei tre momenti. Se la trave è incastrata ad una o entrambe le estremità, come in questo caso, per la risoluzione si può trasformare l'incastro in un doppio appoggio fittizio. La nuova campata deve avere la luce nulla ed essere scarica. Avremo quindi:

$$\left\{ \begin{array}{l} M_0 l_0 + 2M_1(l_a + l_0) + M_2 l_a = -\frac{1}{4}(p_0 l_0^3 + p_a l_a^3) \\ M_1 l_a + 2M_2(l_b + l_a) + M_3 l_b = -\frac{1}{4}(p_b l_b^3 + p_a l_a^3) \\ M_2 l_b + 2M_3(l_c + l_b) + M_4 l_c = -\frac{1}{4}(p_c l_c^3 + p_b l_b^3) \\ M_3 l_c + 2M_4(l_d + l_c) + M_5 l_d = -\frac{1}{4}(p_d l_d^3 + p_c l_c^3) \\ M_4 l_d + 2M_5(l_0 + l_d) + M_0 l_0 = -\frac{1}{4}(p_0 l_0^3 + p_d l_d^3) \end{array} \right.$$

ricordandoci che M_0 e l_0 sono nulli.

Per il calcolo dei momenti in campata invece, avendo calcolato il taglio grazie all'imposizione dell'equilibrio nello schema statico di una singola campata, dopo aver calcolato il punto in cui il taglio si annulla grazie alla similitudine tra triangoli, siamo capaci di calcolare il momento massimo in campata utilizzando l'equazione di equilibrio alla rotazione sullo schema statico del tratto di campata che va dall'appoggio al punto dove il taglio si annulla. In particolare:

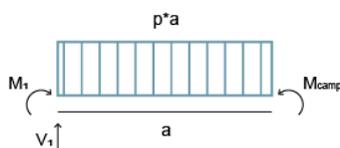


$$V_1 : V_2 = a : (l - a) \Rightarrow a = \frac{V_1 l}{V_2 + V_1}$$

Equilibrio alla rotazione rispetto ad A:

$$M_{camp} - M_1 - V_1 a + \frac{p a^2}{2} = 0$$

$$M_{camp} = M_1 + V_1 a - \frac{p a^2}{2}$$



Dimensionamento armature

	M_{sd} (Nmm)	A_s (mm ²)	$n\Phi$ (mm)	A_s^* (mm ²)
appoggio 1	104320000	828,07	4Φ18	1.017,88
appoggio 2	95980000	761,87	4Φ18	1.017,88
appoggio 3	99320000	788,38	4Φ18	1.017,88
appoggio 4	95980000	761,87	4Φ18	1.017,88
appoggio 5	104320000	828,07	4Φ18	1.017,88
campata a	53350000	423,48	2Φ18	508,94
campata b	62210000	493,81	2Φ18	508,94
campata c	62210000	493,81	2Φ18	508,94
campata d	53350000	423,48	2Φ18	508,94

Dove si è considerato:

- M_{sd} il momento sollecitante massimo prima calcolato;
- A_s l'area di armatura richiesta, che risulta essere pari a $A_s = \frac{M_{sd}}{z \cdot f_{yd}}$, dove z è il braccio della coppia interna, che si stima essere il 90% dell'altezza utile della sezione d , pari all'altezza della trave diminuita del copriferro netto (25 mm) e del raggio dell'armatura (9 mm), e f_{yd} è la tensione di snervamento di calcolo, che ricordiamo essere pari a $f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2$. L'altezza della trave è stata fissata pari a 400 mm, è dunque una trave fuori spessore di solaio;
- l'armatura scelta per il tratto di trave indicata con il numero n dei ferri ed il loro diametro Φ ;
- A_s^* l'area effettiva di armatura scelta.

L'armatura viene posizionata all'intradosso o all'estradosso della trave in base al segno dei momenti agenti nel tratto considerato: si posiziona all'intradosso in campata, dove il momento è positivo, mentre si posiziona all'estradosso negli appoggi, dove il momento è negativo.

5.1.2 Verifiche SLU

	A_s^* (mm ²)	M_{Rd} (kNm)	M_{sd} (kNm)	$< M_{Rd}$	ω_s	$< \varpi_s$
appoggio 1	1.017,88	128,23	104,32	✓	0,26	✓
appoggio 2	1.017,88	128,23	95,98	✓	0,26	✓
appoggio 3	1.017,88	128,23	99,32	✓	0,26	✓
appoggio 4	1.017,88	128,23	95,98	✓	0,26	✓
appoggio 5	1.017,88	128,23	104,32	✓	0,26	✓
campata a	508,94	64,12	53,35	✓	0,13	✓
campata b	508,94	64,12	62,21	✓	0,13	✓
campata c	508,94	64,12	62,21	✓	0,13	✓
campata d	508,94	64,12	53,35	✓	0,13	✓

Dove si è considerato:

- A_s^* l'area effettiva di armatura scelta prima;
- M_{Rd} il momento resistente, pari a $M_{Rd} = A_s^* \cdot 0,9d \cdot f_{yd}$, che dipende quindi dalla quantità di armatura messa;
- M_{sd} il momento sollecitante massimo prima calcolato, che deve risultare minore del momento resistente M_{Rd} ;
- ω_s la percentuale meccanica di armatura, pari a $\omega_s = \frac{f_{yd} \cdot A_s^*}{f_{cd} \cdot b \cdot d}$, dove f_{yd} è la tensione di snervamento di calcolo, che ricordiamo essere pari a $f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2$, f_{cd} è la resistenza di calcolo del calcestruzzo, che ricordiamo essere pari a $f_{cd} = 14,2 \text{ N/mm}^2$, d è l'altezza utile della sezione prima definita, b è la larghezza della trave, e A_s^* è l'area effettiva di armatura scelta prima. La larghezza della trave, essendo questa una trave di bordo, è pari alla larghezza dei pilastri di bordo, in questo caso sarà quindi 300 mm;
- ϖ_s è pari a 0,52 ed è necessario che ω_s sia inferiore di questo valore per verificare che il collasso avvenga con l'armatura tesa snervata.

5.1.3 Verifiche SLE

Analisi delle sollecitazioni

É necessario calcolare di nuovo, come fatto precedentemente, i valori dei momenti sollecitanti massimi. Si sfruttano di nuovo le combinazioni di calcolo e i coefficienti amplificativi (γ_{sfav}) e riduttivi (γ_{fav}), i cui valori vengono forniti dalle Norme Tecniche per le Costruzioni approvate da Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018.

Per le verifiche SLE il coefficienti valgono:

	γ_{fav}	γ_{sfav}	$p^*\gamma_{fav}$	$p^*\gamma_{sfav}$
g_1 (kN/m)	1,00	1,00	11,38	11,38
g_2 (kN/m)	0,80	1,00	12,89	16,12
q_k (kN/m)	0,00	1,00	0,00	8,64
totale			24,28	36,14

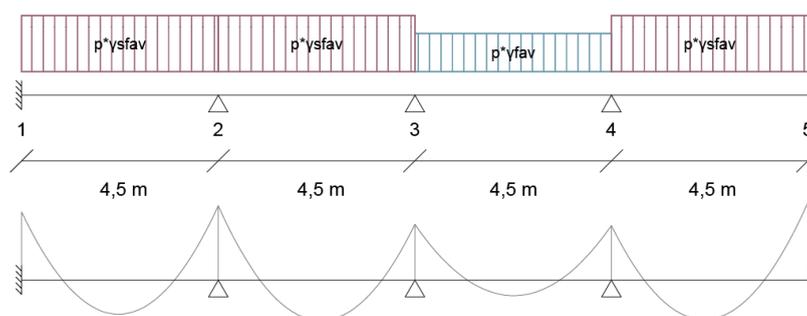
Dove p è quindi il carico complessivo che grava sulle diverse campate, somma dei diversi carichi per metro lineare moltiplicati per i rispettivi coefficienti γ .

Di seguito vengono riportate le combinazioni prese in considerazione per calcolare i valori dei momenti massimi:

- combinazione 1, massimizza il momento nell'appoggio 2;
- combinazione 2, massimizza il momento nell'appoggio 3;
- combinazione 3, massimizza il momento nell'appoggio 4;
- combinazione 4, massimizza il momento nelle campate a e c, e nell'appoggio 1;
- combinazione 5, massimizza il momento nella campata b e d, e nell'appoggio 5.

Combinazione 1

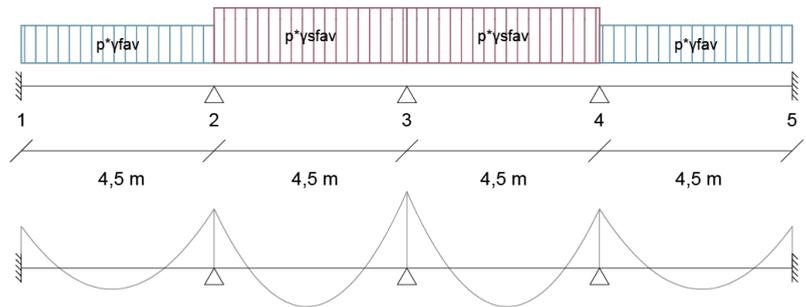
kNm	
$M_{max 1}$	-59,20
$M_{max a}$	29,62
$M_{max 2}$	-64,56
$M_{max b}$	35,14
$M_{max 3}$	-48,48
$M_{max c}$	13,52



$M_{max 4}$	-47,41
$M_{max d}$	34,17
$M_{max 5}$	-67,78

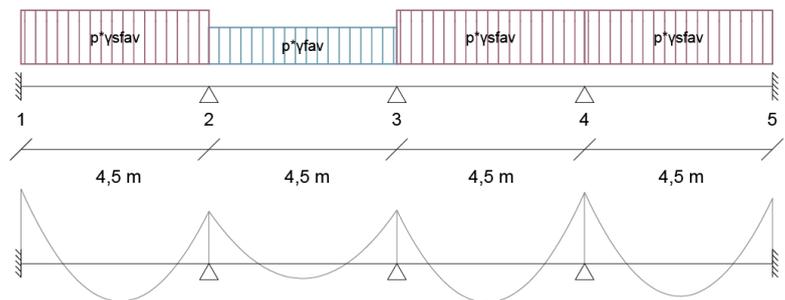
Combinazione 2

kNm	
$M_{max 1}$	-35,97
$M_{max a}$	18,21
$M_{max 2}$	-50,98
$M_{max b}$	33,15
$M_{max 3}$	-65,99
$M_{max c}$	33,15
$M_{max 4}$	-50,98
$M_{max d}$	18,21
$M_{max 5}$	-35,97



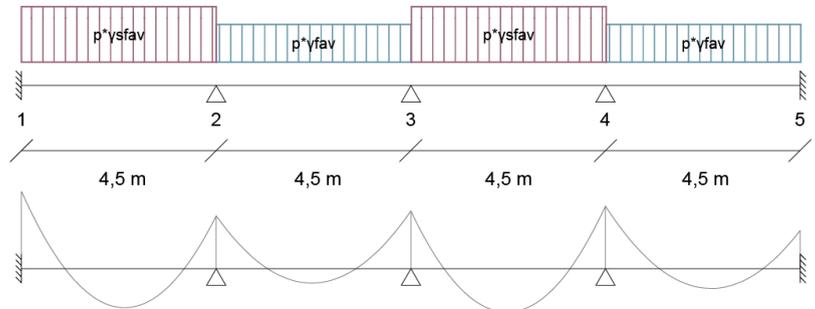
Combinazione 3

kNm	
$M_{max 1}$	-67,78
$M_{max a}$	34,17
$M_{max 2}$	-47,41
$M_{max b}$	13,52
$M_{max 3}$	-48,48
$M_{max c}$	35,14
$M_{max 4}$	-64,56
$M_{max d}$	29,62
$M_{max 5}$	-59,20



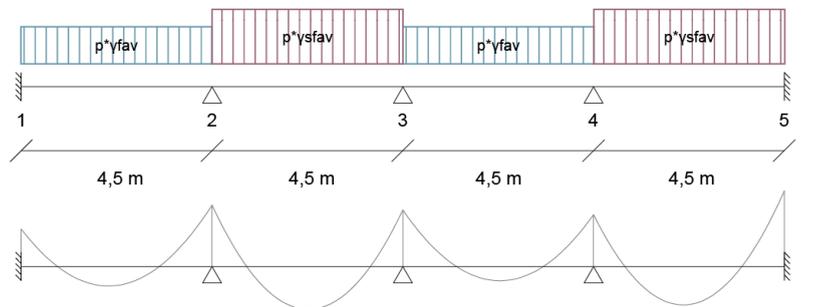
Combinazione 4

	kNm
$M_{max\ 1}$	-68,13
$M_{max\ a}$	34,38
$M_{max\ 2}$	-46,69
$M_{max\ b}$	12,64
$M_{max\ 3}$	-50,98
$M_{max\ c}$	38,37
$M_{max\ 4}$	-55,27
$M_{max\ d}$	17,38
$M_{max\ 5}$	-33,82



Combinazione 5

	kNm
$M_{max\ 1}$	-33,82
$M_{max\ a}$	17,38
$M_{max\ 2}$	-55,27
$M_{max\ b}$	38,37
$M_{max\ 3}$	-50,98
$M_{max\ c}$	12,64
$M_{max\ 4}$	-49,69
$M_{max\ d}$	34,38
$M_{max\ 5}$	-68,13

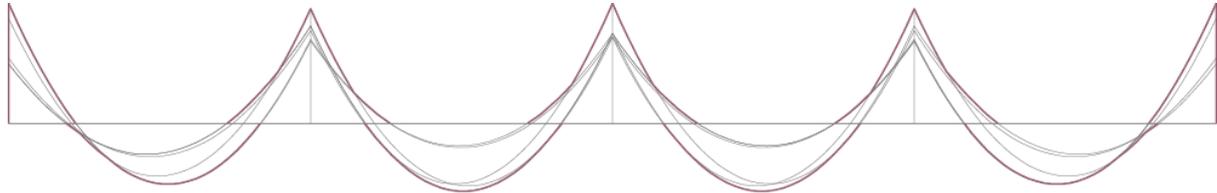


Riassumendo:

	$M_{max\ 1}$	$M_{max\ a}$	$M_{max\ 2}$	$M_{max\ b}$	$M_{max\ 3}$	$M_{max\ c}$	$M_{max\ 4}$	$M_{max\ d}$	$M_{max\ 5}$
comb 1	-59,2	29,62	-64,56	35,14	-48,48	13,52	-47,41	34,17	-67,78
comb 2	-35,97	18,21	-50,98	33,15	-65,99	33,15	-50,98	18,21	-35,97
comb 3	-67,78	34,17	-47,41	13,52	-48,48	35,14	-64,56	29,62	-59,2
comb 4	-68,13	34,38	-46,69	12,64	-50,98	38,37	-55,27	17,38	-33,82

comb 5	-33,82	17,38	-55,27	38,37	-50,98	12,64	-46,69	34,38	-68,13
--------	--------	-------	--------	--------------	--------	-------	--------	--------------	---------------

Possiamo dunque ricavare il diagramma di involuppo dei momenti calcolati.



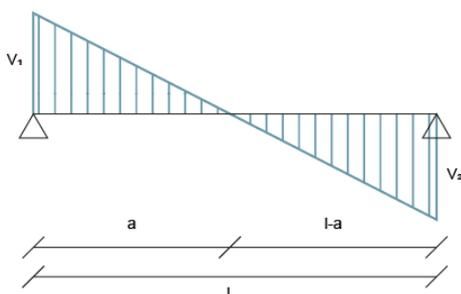
Formule del calcolo dei momenti

Nelle diverse combinazioni, il calcolo dei momenti in appoggio è stato fatto grazie all'equazione dei tre momenti. Se la trave è incastrata ad una o entrambe le estremità, come in questo caso, per la risoluzione si può trasformare l'incastro in un doppio appoggio fittizio. La nuova campata deve avere la luce nulla ed essere scarica. Avremo quindi:

$$\left\{ \begin{array}{l} M_0 l_0 + 2M_1(l_a + l_0) + M_2 l_a = -\frac{1}{4}(p_0 l_0^3 + p_a l_a^3) \\ M_1 l_a + 2M_2(l_b + l_a) + M_3 l_b = -\frac{1}{4}(p_b l_b^3 + p_a l_a^3) \\ M_2 l_b + 2M_3(l_c + l_b) + M_4 l_c = -\frac{1}{4}(p_c l_c^3 + p_b l_b^3) \\ M_3 l_c + 2M_4(l_d + l_c) + M_5 l_d = -\frac{1}{4}(p_d l_d^3 + p_c l_c^3) \\ M_4 l_d + 2M_5(l_0 + l_d) + M_0 l_0 = -\frac{1}{4}(p_0 l_0^3 + p_d l_d^3) \end{array} \right.$$

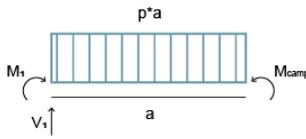
ricordandoci che M_0 e l_0 sono nulli.

Per il calcolo dei momenti in campata invece, avendo calcolato il taglio grazie all'imposizione dell'equilibrio nello schema statico di una singola campata, dopo aver calcolato il punto in cui il taglio si annulla grazie alla similitudine tra triangoli, siamo capaci di calcolare il momento massimo in campata utilizzando l'equazione di equilibrio alla rotazione sullo schema statico del tratto di campata che va dall'appoggio al punto dove il taglio si annulla. In particolare:



$$V_1 : V_2 = a : (l - a) \Rightarrow a = \frac{V_1 l}{V_2 + V_1}$$

Equilibrio alla rotazione rispetto ad A:



$$M_{camp} - M_1 - V_1 a + \frac{p a^2}{2} = 0$$

$$M_{camp} = M_1 + V_1 a - \frac{p a^2}{2}$$

Verifiche SLE- tensioni, fessurazione, deformazione

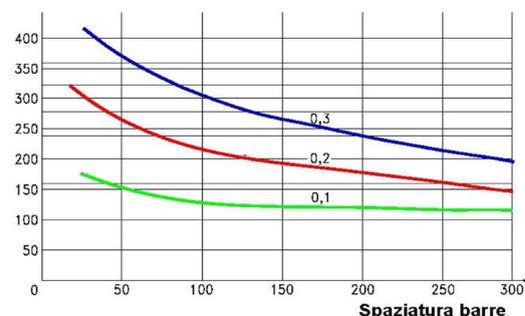
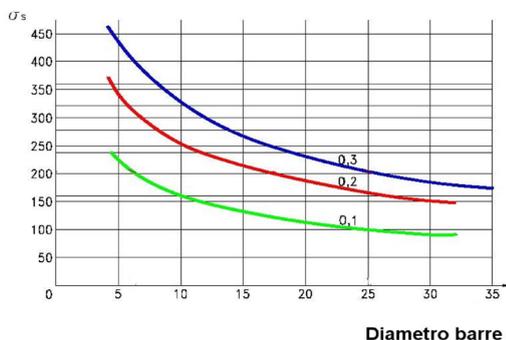
	M_{Sd} (Nmm)	A_s^* (mm ²)	b (mm)	x (mm)	z (mm)	σ_c (MPa)	< 15 MPa	σ_s (MPa)	< 360 MPa
appoggio 1	68130000	1.017,88	300	146,67	309,11	10,02	✓	216,53	✓
appoggio 2	64560000	1.017,88	300	146,67	309,11	9,49	✓	205,19	✓
appoggio 3	65990000	1.017,88	300	146,67	309,11	9,70	✓	209,73	✓
appoggio 4	64560000	1.017,88	300	146,67	309,11	9,49	✓	205,19	✓
appoggio 5	68130000	1.017,88	300	146,67	309,11	10,02	✓	216,53	✓
campata a	34380000	508,94	300	111,91	320,70	6,39	✓	210,64	✓
campata b	38370000	508,94	300	111,91	320,70	7,13	✓	235,09	✓
campata c	38370000	508,94	300	111,91	320,70	7,13	✓	235,09	✓
campata d	34380000	508,94	300	111,91	320,70	6,39	✓	210,64	✓

Dove si è considerato:

- M_{sd} il momento sollecitante massimo prima calcolato;
- A_s^* l'area effettiva di armatura scelta prima;
- b la larghezza della trave (30 cm), scelta sulla base delle considerazioni fatte prima;
- x la posizione dell'asse neutro, pari a $x = \frac{\alpha_e A_s}{b} \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2bd}{\alpha_e A_s}} \right\}$, dove A_s è l'area effettiva di armatura messa, b è la larghezza prima citata, d è l'altezza utile della sezione e $\alpha_e = 15$ è il coefficiente convenzionale di omogeneizzazione;
- z il braccio della coppia interna, pari a $z = d - \frac{x}{3}$, dove d è l'altezza utile della sezione e x la posizione dell'asse neutro prima calcolata;

- σ_c la tensione di compressione nel calcestruzzo compresso, pari a $\sigma_c = \frac{2M}{bxz}$, dove M è il momento sollecitante, b è la larghezza della trave (30 cm), x è la posizione dell'asse neutro prima calcolata e z è la coppia del braccio interno prima calcolata;
- 15 MPa è il valore della σ_c ammissibile in esercizio, calcolata come $\sigma_c = f_{ck} * 0,60 = 15 N/mm^2$ per combinazione rara, la σ_c prima calcolata deve quindi risultare inferiore a questo valore;
- σ_s è la tensione di trazione nell'armatura tesa, pari a $\sigma_s = \frac{M}{A_s z}$, dove M è il momento sollecitante, A_s è l'area effettiva di armatura messa e z è il braccio della coppia interna prima calcolato;
- 360 MPa è il valore della σ_s ammissibile in esercizio, calcolata come $\sigma_s = f_{yk} * 0,8 = 360 N/mm^2$, la σ_s prima calcolata deve quindi risultare inferiore a questo valore.

La verifica a fessurazione può essere eseguita indirettamente controllando che il diametro delle armature tese (Φ_{max}) e la loro spaziatura (i) non superino determinati stati limite. Tali limiti dipendono dallo stato tensionale delle armature tese in condizione di esercizio, dunque da σ_s , e dall'apertura massima delle fessure consentita (w). Questa dipende a sua volta dalle condizioni ambientali a cui è esposta la struttura e dalla tipologia di armatura. Nel caso dell'edificio preso in esame, si considerano condizioni ambientali ordinarie e armature poco sensibili, a cui corrisponde la curva $w_2 = 0,3$ mm. Per determinare i valori di Φ_{max} e i consenti, si segna il valore di σ_s considerato nel grafico e si cerca il punto in cui questo interseca la curva $w_2 = 0,3$ mm di riferimento. I grafici della verifica a fessurazione indiretta vengono forniti dalle Norme Tecniche per le Costruzioni approvate da Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018.



	$n\Phi$ (mm)	σ_s (Mpa)	Φ (mm)	Φ_{max} (mm)	$\Phi \leq \Phi_{max}$	i (mm)	i_{max} (mm)	$i \leq i_{max}$
appoggio 1	4 Φ 18	216,53	18	24	✓	250	50	✓
appoggio 2	4 Φ 18	205,19	18	25	✓	250	50	✓
appoggio 3	4 Φ 18	209,73	18	25	✓	250	50	✓
appoggio 4	4 Φ 18	205,19	18	25	✓	250	50	✓
appoggio 5	4 Φ 18	216,53	18	24	✓	250	50	✓
campata a	2 Φ 18	210,64	18	25	✓	225	195	✓
campata b	2 Φ 18	235,09	18	22	✓	225	195	✓
campata c	2 Φ 18	235,09	18	22	✓	250	195	✓
campata d	2 Φ 18	210,64	18	25	✓	250	195	✓

Dove si è considerato:

- $n\Phi$ l'armatura tesa presente dal tratto di solaio considerato;
- σ_s la tensione di trazione nell'armatura tesa, prima calcolata;
- Φ il diametro di armatura scelto;
- Φ_{max} il diametro massimo consentito, ricavato dalla verifica indiretta;
- i la spaziatura tra le barre;
- i_{max} la spaziatura massima consentita tra le basse, ricavata dalla verifica indiretta.

Nel caso di travi con luci fino a 10 m la verifica a deformazione può essere eseguita indirettamente, assicurandosi che il rapporto tra luce e altezza non superi un determinato valore fornito dalle Norme Tecniche per le Costruzioni approvate da Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018.

	A_s^* (mm ²)	$(l/h)_{max}$	l (mm)	h (mm)	(l/h)	$(l/h) \leq (l/h)_{max}$
campata a	508,94	18	4500	400	11,25	✓
campata b	508,94	18	4500	400	11,25	✓
campata c	508,94	18	4500	400	11,25	✓

campata d	508,94	18	4500	400	11,25	✓
-----------	--------	----	------	-----	-------	---

Dove si è considerato:

- A_s * l'area effettiva di armatura scelta prima;
- $(l/h)_{max}$ il rapporto luce altezza fissato dalle NTC 2018;
- l la luce della campata;
- h l'altezza della trave;
- (l/h) il rapporto tra luce e altezza effettivo.

5.1.4 Verifiche a taglio (SLU)

Analisi delle sollecitazioni

Per trovare le massime sollecitazioni a taglio è necessario considerare, come fatto per il momento, diverse combinazioni di carico, che massimizzino i valori del taglio nei vari appoggi. Le combinazioni di carico sono le medesime considerate prima per il calcolo del momento sollecitante. Si tiene conto della variabilità dei carichi attraverso l'impiego di coefficienti amplificativi (γ_{sfav}) e riduttivi (γ_{fav}), i cui valori vengono forniti dalle Norme Tecniche per le Costruzioni approvate da Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018 .

Per le verifiche SLU il coefficienti valgono:

	γ_{fav}	γ_{sfav}	$p \cdot \gamma_{fav}$	$p \cdot \gamma_{sfav}$
g_1 (kN/m)	1,00	1,30	11,38	14,79
g_2 (kN/m)	0,80	1,50	12,89	24,18
q_k (kN/m)	0,00	1,50	0,00	12,96
totale			24,28	51,94

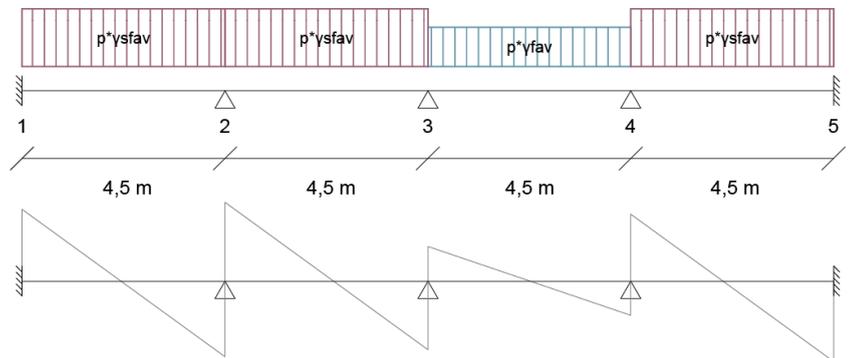
Dove p è quindi il carico complessivo che grava sulle diverse campate, somma dei diversi carichi per metro lineare moltiplicati per i rispettivi coefficienti γ .

Di seguito vengono riportate le combinazioni prese in considerazione per calcolare i valori del taglio massimo:

- combinazione 1, massimizza il taglio nell'appoggio 2;
- combinazione 2, massimizza il taglio nell'appoggio 3;
- combinazione 3, massimizza il taglio nell'appoggio 4;
- combinazione 4, massimizza il taglio nell'appoggio 1;
- combinazione 5, massimizza il taglio nell'appoggio 5;

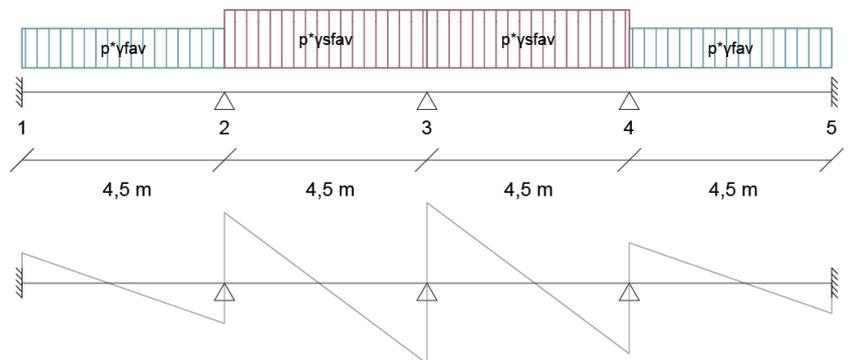
Combinazione 1

kN	
$V_{max 1}$	114,09
$V_{max 2 (a)}$	-119,64
$V_{max 2 (b)}$	125,20
$V_{max 3 (b)}$	-108,53
$V_{max 3 (c)}$	55,19
$V_{max 4 (c)}$	-54,07
$V_{max 4 (d)}$	106,31
$V_{max 5}$	-127,42



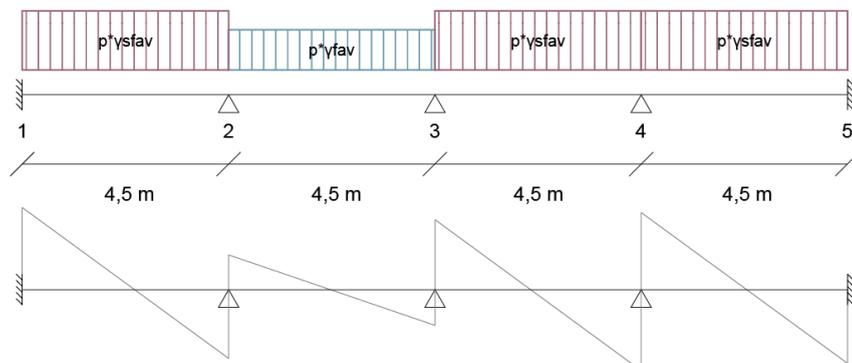
Combinazione 2

kN	
$V_{max 1}$	46,85
$V_{max 2 (a)}$	-62,41
$V_{max 2 (b)}$	109,09
$V_{max 3 (b)}$	-124,64
$V_{max 3 (c)}$	-124,64
$V_{max 4 (c)}$	-109,09
$V_{max 4 (d)}$	62,41
$V_{max 5}$	-48,85



Combinazione 3

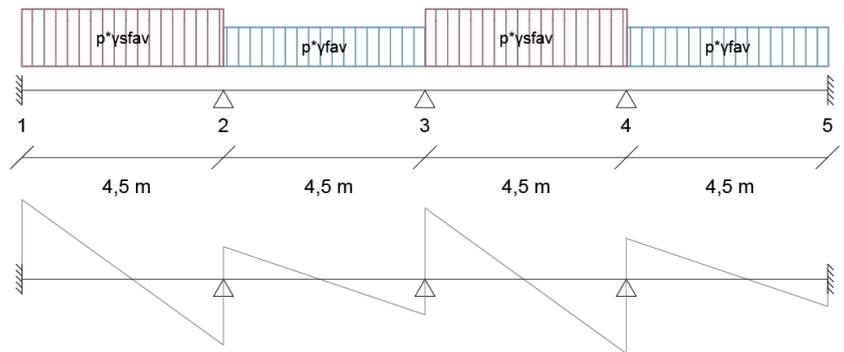
kN	
$V_{max 1}$	127,42
$V_{max 2 (a)}$	-106,31
$V_{max 2 (b)}$	54,07
$V_{max 3 (b)}$	-55,19
$V_{max 3 (c)}$	108,533
$V_{max 4 (c)}$	-125,20



$V_{max 4 (d)}$	119,64
$V_{max 5}$	-114,09

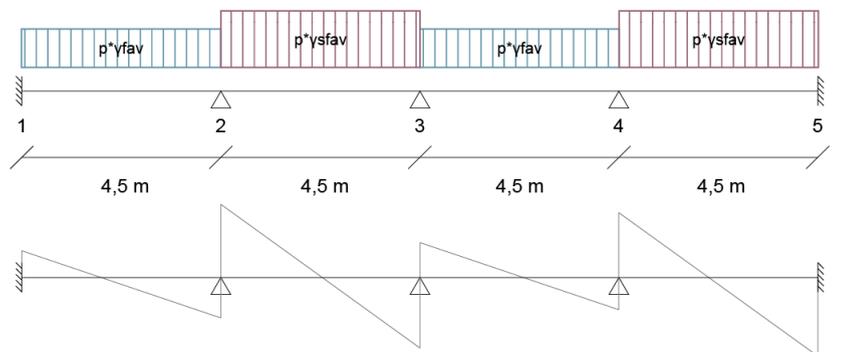
Combinazione 4

kN	
$V_{max 1}$	127,98
$V_{max 2 (a)}$	-105,75
$V_{max 2 (b)}$	52,41
$V_{max 3 (b)}$	-56,85
$V_{max 3 (c)}$	114,64
$V_{max 4 (c)}$	-119,09
$V_{max 4 (d)}$	65,74
$V_{max 5}$	-43,52



Combinazione 5

kN	
$V_{max 1}$	43,52
$V_{max 2 (a)}$	-65,74
$V_{max 2 (b)}$	119,09
$V_{max 3 (b)}$	-114,64
$V_{max 3 (c)}$	56,85
$V_{max 4 (c)}$	-52,41
$V_{max 4 (d)}$	105,75
$V_{max 5}$	-127,98

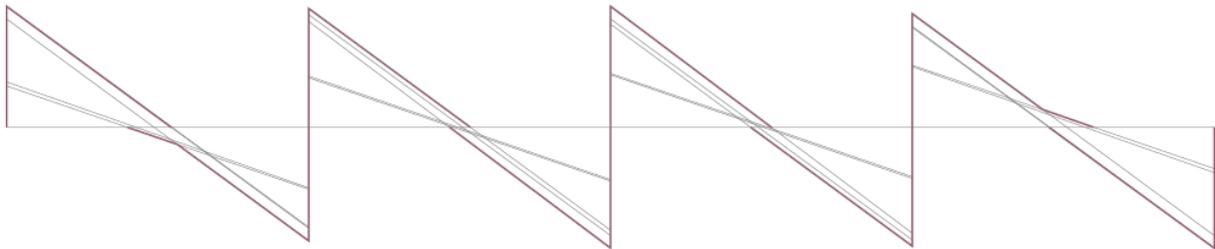


Riassumendo:

	$V_{max 1}$	$V_{max 2 (a)}$	$V_{max 2 (b)}$	$V_{max 3 (b)}$	$V_{max 3 (c)}$	$V_{max 4}$
comb 1	114,09	-119,64	125,2	-108,53	55,19	-54,07
comb 2	46,85	-62,41	109,09	-124,64	124,64	-109,09

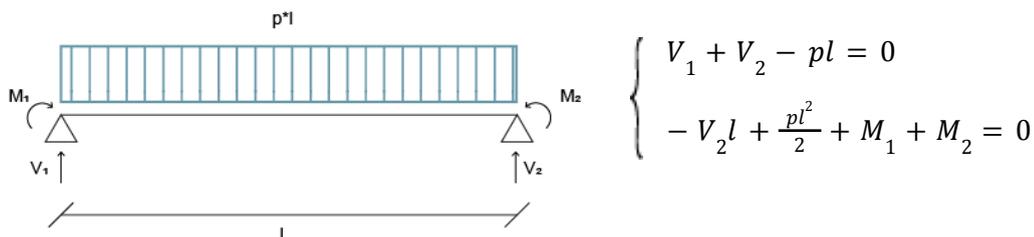
comb 3	127,42	-106,31	54,07	-55,19	108,53	-125,2
comb 4	127,98	-105,75	52,41	-56,85	114,64	-119,09
comb 5	43,52	-65,74	119,09	-114,64	56,85	-52,41

Possiamo dunque ricavare il diagramma di inviluppo dei tagli calcolati.



Formule del calcolo dei tagli

Per il calcolo del taglio è necessario imporre l'equilibrio nello schema statico di una singola campata, in particolare:



Verifiche a taglio per elementi dotati di specifica armatura d'anima

Nelle travi vengono inserite specifiche armature trasversali per resistere a taglio, bisogna quindi verificare la resistenza a taglio-trazione delle staffe (V_{Rsd}) e a taglio-compressione del calcestruzzo (V_{Rcd}). Il taglio resistente è pari al minore dei due.

	staffe	A_{Sw} (mm^2)	s (mm)	$ctg\theta_{eq}$	$ctg\theta$	V_{Rsd} (kN)	V_{Rcd} (kN)	V_{Rd} (kN)	V_{Sd} (kN)	$\frac{V_{Rd}}{V_{Sd}} > 1$
appoggio 1	Φ8 a 2 braccia	100,53	200	3,29	2,50	151,88	227,04	151,88	127,98	✓
appoggio 2 (a)	Φ8 a 2 braccia	100,53	200	3,29	2,50	151,88	227,04	151,88	-119,64	✓
appoggio 2 (b)	Φ8 a 2 braccia	100,53	200	3,29	2,50	151,88	227,04	151,88	125,20	✓

appoggio 3 (b)	Φ8 a 2 braccia	100,53	200	3,29	2,50	151,88	227,04	151,88	-124,64	✓
appoggio 3 (c)	Φ8 a 2 braccia	100,53	200	3,29	2,50	151,88	227,04	151,88	124,64	✓
appoggio 4 (c)	Φ8 a 2 braccia	100,53	200	3,29	2,50	151,88	227,04	151,88	-125,20	✓
appoggio 4 (d)	Φ8 a 2 braccia	100,53	200	3,29	2,50	151,88	227,04	151,88	119,64	✓
appoggio 5	Φ8 a 2 braccia	100,53	200	3,29	2,50	151,88	227,04	151,88	-127,98	✓

Dove si è considerato:

- le staffe inserite e il loro diametro Φ ;
- A_{sw} l'area trasversale delle staffe scelte;
- s il passo tra le staffe, che per le NTC 2018 deve risultare inferiore all'80% dell'altezza utile della sezione d , inferiore di 500 mm (si prende la condizione più sfavorevole tra le due appena citate), maggiore di 50 mm, e $\frac{A_{sw}}{s} > 1,5b$, dove b è la larghezza della trave già prima determinata. In questo caso specifico, abbiamo $s < 0,8d = 286,4$ mm, $s < 500$ mm e $\frac{A_{sw}}{s} = 502,65 > 1,5b = 450$;
- $ctg\theta_{eq}$ il valore della cotangente dell'angolo θ_{eq} , che determina l'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo compresso nel traliccio isostatico di Morsch, pari a $ctg\theta_{eq} = \sqrt{\frac{sb0,5f_{cd}}{A_{sw}f_{yd}}}$, dove s è il passo delle staffe prima determinato, b è la larghezza della trave, $0,5f_{cd}$ è la resistenza di calcolo del calcestruzzo ridotta del 50% per tener conto del fatto che il puntone compresso di calcestruzzo è inclinato, ricordandoci che $f_{cd} = 14,2 N/mm^2$, A_{sw} è l'area trasversale delle staffe e f_{yd} è la tensione di snervamento dell'acciaio di calcolo, che ricordiamo essere $f_{yd} = 391 N/mm^2$;
- $ctg\theta$ è il valore della cotangente di θ scelto, tenendo conto del fatto che $1 \leq ctg\theta \leq 2,5$, in questo caso considerato che $ctg\theta_{eq}$ è un valore superiore al 2,5, si sceglie $ctg\theta = 2,5$;
- V_{Rsd} la resistenza a taglio-trazione delle staffe, pari a $V_{Rsd} = \frac{A_{sw}}{s}zf_{yd} * \sin\alpha(ctg\alpha + ctg\theta)$, dove A_{sw} è l'area trasversale delle staffe, s è il passo delle staffe prima determinato, z è il braccio della coppia interna, f_{yd} è la tensione di snervamento dell'acciaio di calcolo pari a $f_{yd} = 391 N/mm^2$, α è l'angolo

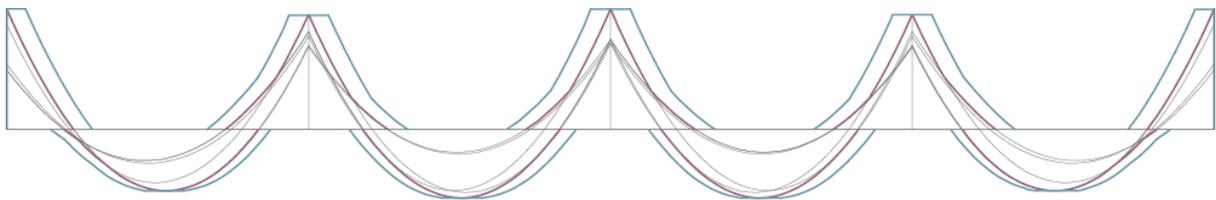
di inclinazione dell'armatura trasversale, pari a 90° nel caso delle staffe, e $\text{ctg}\theta$ è il valore della cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo compressi prima calcolato; essendo $\alpha = 90^\circ$, la formula può essere ulteriormente

sviluppata, e diventa quindi $V_{Rsd} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{yd} * \text{ctg}\theta$;

- V_{Rcd} la resistenza a taglio-compressione del calcestruzzo, pari a $V_{Rcd} = bz * 0,5f_{cd} * \sin^2\theta(\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta)$, dove b è la larghezza della trave, z è il braccio della coppia interna, $0,5f_{cd}$ è la resistenza di calcolo del calcestruzzo ridotta del 50% per tener conto del fatto che il puntone compresso di calcestruzzo è inclinato, ricordandoci che $f_{cd} = 14,2 \text{ N/mm}^2$, θ è l'inclinazione del puntone compresso di calcestruzzo e α è l'angolo di inclinazione dell'armatura trasversale, pari a 90° nel caso delle staffe; essendo $\alpha = 90^\circ$, la formula può essere ulteriormente sviluppata, e diventa quindi $V_{Rcd} = bz * 0,5f_{cd} \frac{\text{ctg}\theta}{1+\text{ctg}\theta}$;
- V_{Rd} è il taglio resistente, pari al minore tra V_{Rsd} e V_{Rcd} ; in questo caso il taglio resistente minore risulta essere quello associato alle staffe;
- V_{Sd} il taglio sollecitante precedentemente calcolato, che deve risultare inferiore al V_{Rd} taglio resistente.

Posizionamento armature

Come precedentemente accennato, l'armatura viene posizionata all'intradosso in campata, dove il momento è positivo, mentre si posiziona all'estradosso negli appoggi, dove il momento è negativo. Per determinare la lunghezza delle barre, è necessario analizzare il diagramma degli involuipi del momento traslato di una quantità pari a z , braccio della coppia interna: le barre devono infatti coprire l'intero sviluppo del diagramma del momento traslato.



5.2 Trave di spina T_B 2-10

5.2.1 Dimensionamento

Calcolo dei carichi

	kN/m^2	kN/m
G_1	3,95	28,14
G_2	1,54	10,99
Q_k	3,00	21,38

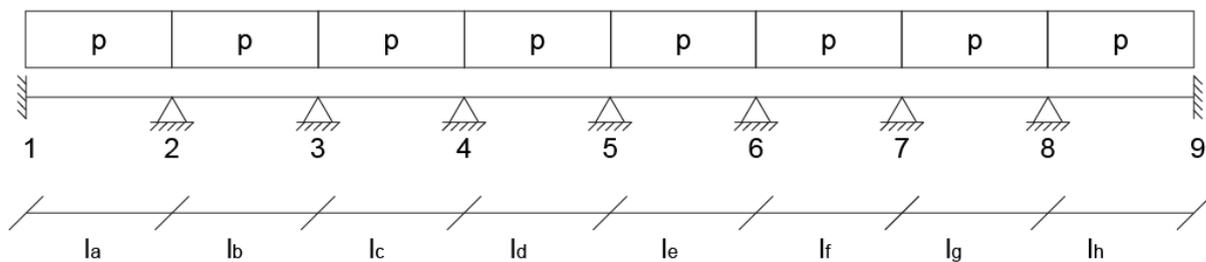
Dove si è considerato:

- G_1 pari al carico del solaio strutturale;
- G_2 pari alla somma della stratigrafia relativa al solaio interpiano e del carico distribuito relativo al tramezzo;
- Q_k caratteristico degli ambienti scolastici.

Tutti i valori sopra esplicitati sono in kN/m^2 . Per le verifiche, è necessario considerare i carichi per metro lineare, che si calcolano moltiplicando i carichi su unità di superficie per la lunghezza di influenza, pari a 7,125 m.

Analisi delle sollecitazioni

La trave può essere schematizzata tramite un'asta vincolata in corrispondenza di pilastri o pareti di controvento, dove si seleziona un vincolo di appoggio nel primo caso e un vincolo di incastro nel secondo. Per la trave presa in esame, si è ipotizzato il seguente schema statico:



Per trovare le massime sollecitazioni a momento è necessario considerare diverse combinazioni di carico, che massimizzino i valori del momento in campata e del momento agli appoggi. Si tiene anche conto della variabilità dei carichi attraverso l'impiego di coefficienti amplificativi (γ_{sfav}) e riduttivi (γ_{fav}), i cui valori vengono forniti dalle Norme Tecniche per le Costruzioni approvate da Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018.

Per le verifiche SLU il coefficienti valgono:

	γ_{fav}	γ_{sfav}	$p \cdot \gamma_{fav}$	$p \cdot \gamma_{sfav}$
g_1 (kN/m)	1,00	1,30	28,14	36,59

g_2 (kN/m)	0,80	1,50	8,79	16,49
q_k (kN/m)	0,00	1,50	0,00	32,06
totale			36,94	85,14

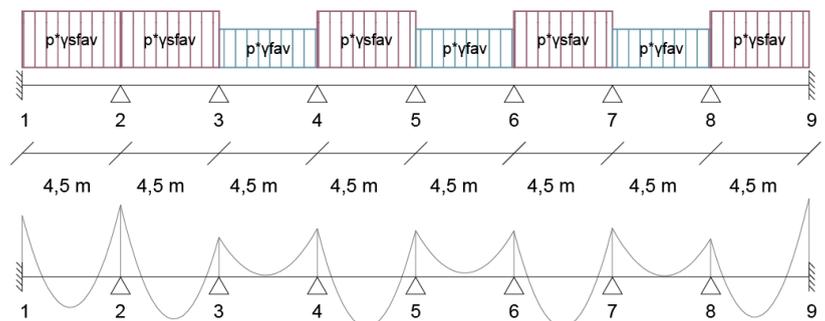
Dove p è quindi il carico complessivo che grava sulle diverse campate, somma dei diversi carichi per metro lineare moltiplicati per i rispettivi coefficienti γ .

Di seguito vengono riportate le combinazioni prese in considerazione per calcolare i valori dei momenti massimi:

- combinazione 1, massimizza il momento nell'appoggio 2;
- combinazione 2, massimizza il momento nell'appoggio 3;
- combinazione 3, massimizza il momento nell'appoggio 4;
- combinazione 4, massimizza il momento nell'appoggio 5;
- combinazione 5, massimizza il momento nell'appoggio 6;
- combinazione 6, massimizza il momento nell'appoggio 7;
- combinazione 7, massimizza il momento nell'appoggio 8;
- combinazione 8, massimizza il momento nelle campate a, c, e, g e nell'appoggio 1;
- combinazione 9, massimizza il momento nelle campate b, d, f, h e nell'appoggio 9.

Combinazione 1

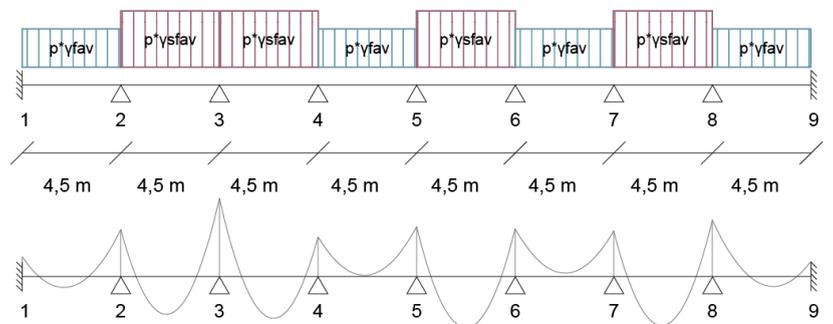
	kNm
$M_{max} 1$	-137,70
$M_{max} a$	68,02
$M_{max} 2$	-159,62
$M_{max} b$	93,26
$M_{max} 3$	-87,86
$M_{max} c$	-3,67
$M_{max} 4$	-106,97
$M_{max} d$	110,89
$M_{max} 5$	-102,28
$M_{max} e$	-8,61
$M_{max} 6$	-101,94



$M_{max} f$	110,56
$M_{max} 7$	-107,98
$M_{max} g$	-2,18
$M_{max} 8$	-84,15
$M_{max} h$	98,03
$M_{max} 9$	-173,43

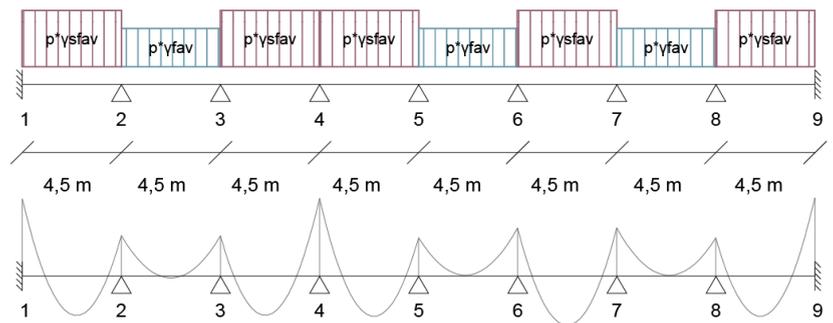
Combinazione 2

kNm	
$M_{max} 1$	-42,68
$M_{max} a$	23,66
$M_{max} 2$	-101,66
$M_{max} b$	81,62
$M_{max} 3$	-168,72
$M_{max} c$	90,41
$M_{max} 4$	-85,49
$M_{max} d$	-2,60
$M_{max} 5$	-107,36
$M_{max} e$	110,29
$M_{max} 6$	-103,09
$M_{max} f$	-7,17
$M_{max} 7$	-98,29
$M_{max} g$	105,64
$M_{max} 8$	-121,78
$M_{max} h$	21,62
$M_{max} 9$	-32,61



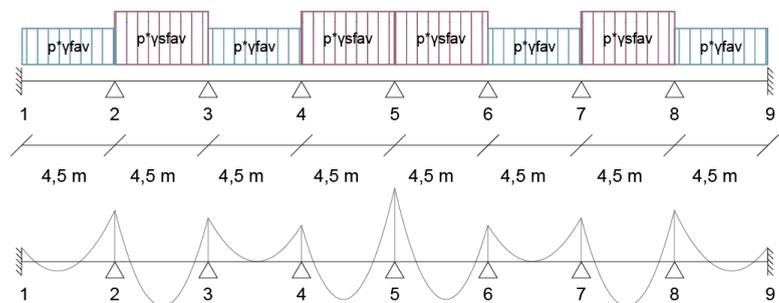
Combinazione 3

	kNm
$M_{max 1}$	-170,74
$M_{max a}$	87,28
$M_{max 2}$	-89,54
$M_{max b}$	4,17
$M_{max 3}$	-89,12
$M_{max c}$	86,94
$M_{max 4}$	-172,02
$M_{max d}$	89,28
$M_{max 5}$	-84,85
$M_{max e}$	-1,91
$M_{max 6}$	-106,61
$M_{max f}$	108,84
$M_{max 7}$	-106,73
$M_{max g}$	-1,78
$M_{max 8}$	-84,51
$M_{max h}$	88,91
$M_{max 9}$	-173,25



Combinazione 4

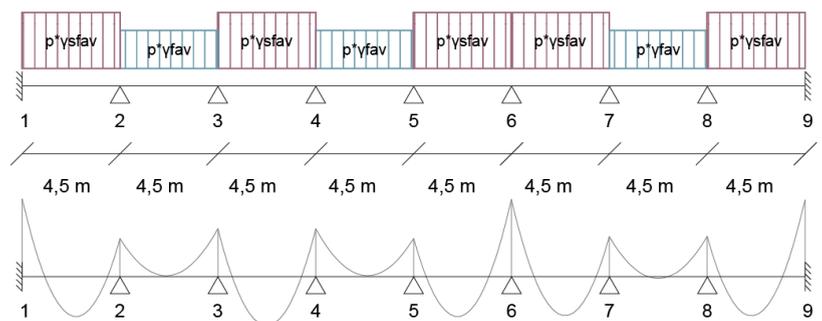
	kNm
$M_{max 1}$	-33,29
$M_{max a}$	21,72
$M_{max 2}$	-120,43
$M_{max b}$	103,88
$M_{max 3}$	-103,33
$M_{max c}$	-0,58
$M_{max 4}$	-85,58



$M_{max} d$	88,56
$M_{max} 5$	-172,72
$M_{max} e$	88,56
$M_{max} 6$	-85,58
$M_{max} f$	-0,58
$M_{max} 7$	-103,00
$M_{max} g$	103,88
$M_{max} 8$	-120,43
$M_{max} h$	21,72
$M_{max} 9$	-33,29

Combinazione 5

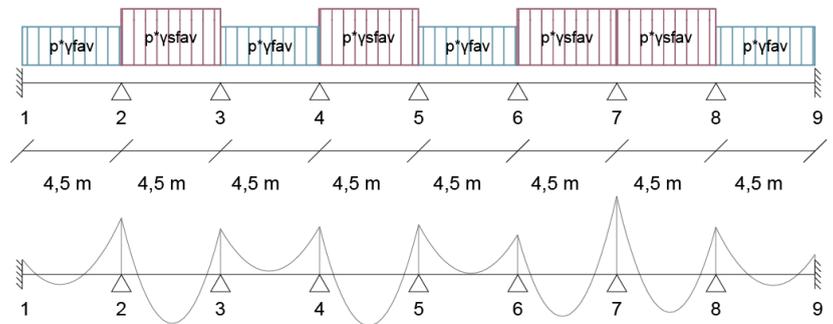
kNm	
$M_{max} 1$	-173,25
$M_{max} a$	88,61
$M_{max} 2$	-84,51
$M_{max} b$	-1,78
$M_{max} 3$	-106,73
$M_{max} c$	108,84
$M_{max} 4$	-106,61
$M_{max} d$	-1,91
$M_{max} 5$	-84,85
$M_{max} e$	89,28
$M_{max} 6$	-172,02
$M_{max} f$	86,94
$M_{max} 7$	-89,12
$M_{max} g$	4,17
$M_{max} 8$	-89,54
$M_{max} h$	87,28



$M_{max\ 9}$	-170,74
--------------	---------

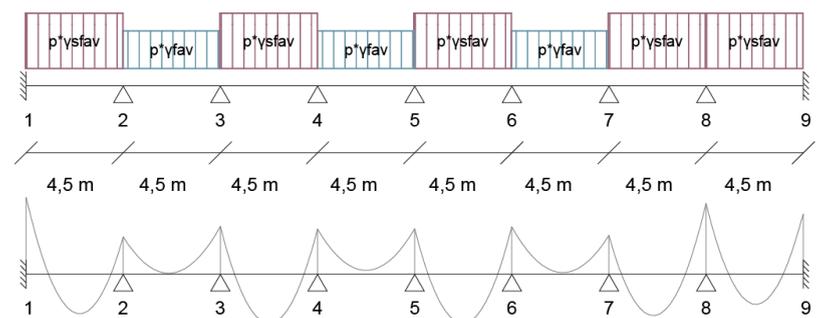
Combinazione 6

kNm	
$M_{max\ 1}$	-32,61
$M_{max\ a}$	21,62
$M_{max\ 2}$	-121,78
$M_{max\ b}$	105,64
$M_{max\ 3}$	-98,29
$M_{max\ c}$	-7,17
$M_{max\ 4}$	-103,09
$M_{max\ d}$	110,29
$M_{max\ 5}$	-107,36
$M_{max\ e}$	-2,60
$M_{max\ 6}$	-85,49
$M_{max\ f}$	90,41
$M_{max\ 7}$	-168,72
$M_{max\ g}$	81,62
$M_{max\ 8}$	-101,66
$M_{max\ h}$	23,66
$M_{max\ 9}$	-42,68



Combinazione 7

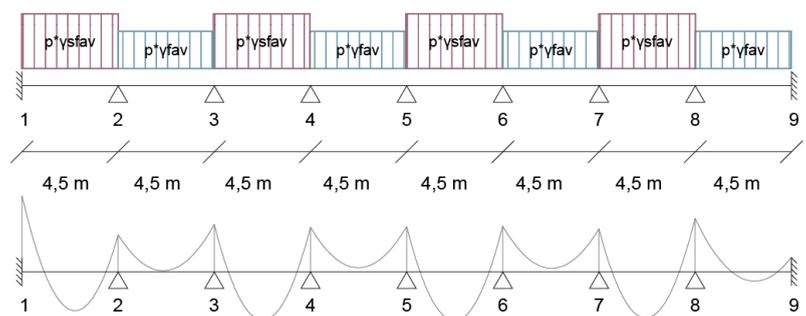
kNm	
$M_{max\ 1}$	-173,43
$M_{max\ a}$	89,03
$M_{max\ 2}$	-84,15
$M_{max\ b}$	-2,18
$M_{max\ 3}$	-107,98



$M_{max\ c}$	110,56
$M_{max\ 4}$	-101,94
$M_{max\ d}$	-8,61
$M_{max\ 5}$	-102,28
$M_{max\ e}$	110,89
$M_{max\ 6}$	-106,97
$M_{max\ f}$	-3,67
$M_{max\ 7}$	-87,86
$M_{max\ g}$	93,29
$M_{max\ 8}$	-159,62
$M_{max\ h}$	68,02
$M_{max\ 9}$	-135,70

Combinazione 8

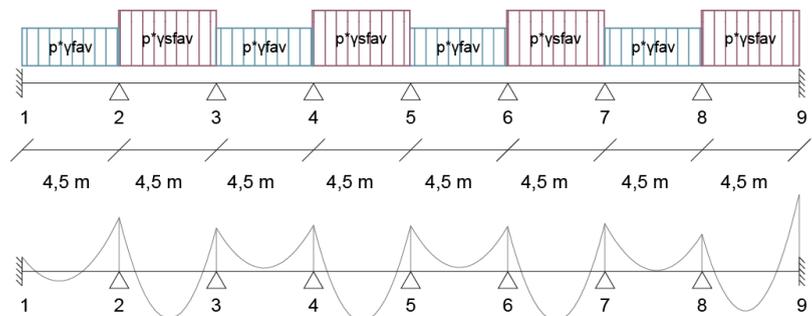
kNm	
$M_{max\ 1}$	-173,44
$M_{max\ a}$	89,03
$M_{max\ 2}$	-84,14
$M_{max\ b}$	-2,20
$M_{max\ 3}$	-108,04
$M_{max\ c}$	110,63
$M_{max\ 4}$	-101,75
$M_{max\ d}$	-8,87
$M_{max\ 5}$	-103,00
$M_{max\ e}$	111,88
$M_{max\ 6}$	-104,26
$M_{max\ f}$	-7,59
$M_{max\ 7}$	-97,97
$M_{max\ g}$	105,75



$M_{max\ 8}$	-121,87
$M_{max\ h}$	21,61
$M_{max\ 9}$	-32,57

Combinazione 9

kNm	
$M_{max\ 1}$	-32,57
$M_{max\ a}$	21,61
$M_{max\ 2}$	-121,87
$M_{max\ b}$	105,75
$M_{max\ 3}$	-97,97
$M_{max\ c}$	-7,59
$M_{max\ 4}$	-104,26
$M_{max\ d}$	111,88
$M_{max\ 5}$	-103,00
$M_{max\ e}$	-8,87
$M_{max\ 6}$	-101,75
$M_{max\ f}$	110,63
$M_{max\ 7}$	-108,04
$M_{max\ g}$	-2,20
$M_{max\ 8}$	-84,14
$M_{max\ h}$	89,03
$M_{max\ 9}$	-173,44



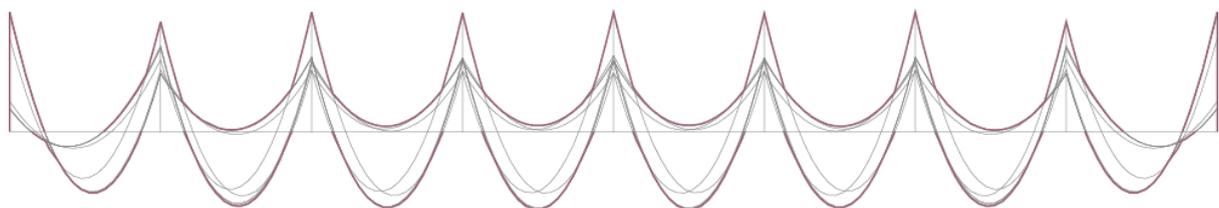
Riassumendo:

	$M_{max\ 1}$	$M_{max\ a}$	$M_{max\ 2}$	$M_{max\ b}$	$M_{max\ 3}$	$M_{max\ c}$	$M_{max\ 4}$	$M_{max\ d}$
comb 1	-135,70	68,02	-159,62	93,26	-87,86	-3,67	-106,97	110,89
comb 2	-42,68	23,66	-101,66	81,62	-168,72	90,41	-85,49	-2,60
comb 3	-170,74	87,28	-89,54	4,17	-89,12	86,94	-172,02	89,28

comb 4	-33,29	21,72	-120,43	103,88	-103,00	-0,58	-85,58	88,56
comb 5	-173,25	88,91	-84,51	-1,78	-106,73	108,84	-106,61	-1,91
comb 6	-32,61	21,62	-121,78	105,64	-98,29	-7,17	-103,09	110,29
comb 7	-173,43	89,03	-84,15	-2,18	-107,98	110,56	-101,94	-8,61
comb 8	-173,44	89,03	-84,14	-2,20	-108,04	110,63	-101,75	-8,87
comb 9	-32,57	21,61	-121,87	105,75	-97,97	-7,59	-104,26	111,88

	$M_{max 5}$	$M_{max e}$	$M_{max 6}$	$M_{max f}$	$M_{max 7}$	$M_{max g}$	$M_{max 8}$	$M_{max h}$	$M_{max 9}$
comb 1	-102,28	-8,61	-101,94	110,56	-107,98	-2,18	-84,15	89,03	-173,43
comb 2	-107,36	110,29	-103,09	-7,17	-98,29	105,64	-121,78	21,62	-32,61
comb 3	-84,85	-1,91	-106,61	108,84	-106,73	-1,78	-84,51	88,91	-173,25
comb 4	-172,72	88,56	-85,58	-0,58	-103,00	103,88	-120,43	21,72	-33,29
comb 5	-84,85	89,28	-172,02	86,94	-89,12	4,17	-89,54	87,28	-170,74
comb 6	-107,36	-2,60	-85,49	90,41	-168,72	81,62	-101,66	23,66	-42,68
comb 7	-102,28	110,89	-106,97	-3,67	-87,86	93,29	-159,62	68,02	-135,70
comb 8	-103,00	111,88	-104,26	-7,59	-97,97	105,75	-121,87	21,61	-32,57
comb 9	-103,00	-8,87	-101,75	110,63	-108,04	-2,20	-84,14	89,03	-173,44

Possiamo dunque ricavare il diagramma di involucro dei momenti calcolati.



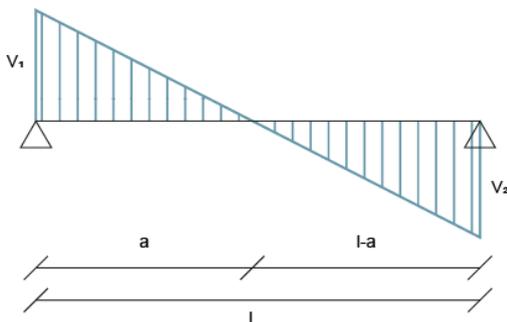
Formule del calcolo dei momenti

Nelle diverse combinazioni, il calcolo dei momenti in appoggio è stato fatto grazie all'equazione dei tre momenti. Se la trave è incastrata ad una o entrambe le estremità, come in questo caso, per la risoluzione si può trasformare l'incastro in un doppio appoggio fittizio. La nuova campata deve avere la luce nulla ed essere scarica. Avremo quindi:

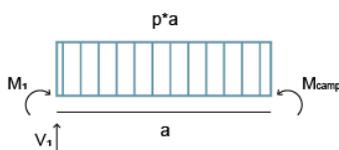
$$\begin{cases}
 M_0 l_0 + 2M_1(l_a + l_0) + M_2 l_a = -\frac{1}{4}(p_0 l_0^3 + p_a l_a^3) \\
 M_1 l_a + 2M_2(l_b + l_a) + M_3 l_b = -\frac{1}{4}(p_b l_b^3 + p_a l_a^3) \\
 M_2 l_b + 2M_3(l_c + l_b) + M_4 l_c = -\frac{1}{4}(p_c l_c^3 + p_b l_b^3) \\
 M_3 l_c + 2M_4(l_d + l_c) + M_5 l_d = -\frac{1}{4}(p_d l_d^3 + p_c l_c^3) \\
 M_4 l_d + 2M_5(l_e + l_d) + M_6 l_e = -\frac{1}{4}(p_e l_e^3 + p_d l_d^3) \\
 M_5 l_e + 2M_6(l_f + l_e) + M_7 l_f = -\frac{1}{4}(p_f l_f^3 + p_e l_e^3) \\
 M_6 l_f + 2M_7(l_g + l_f) + M_8 l_g = -\frac{1}{4}(p_g l_g^3 + p_f l_f^3) \\
 M_7 l_g + 2M_8(l_h + l_g) + M_9 l_h = -\frac{1}{4}(p_h l_h^3 + p_g l_g^3) \\
 M_8 l_h + 2M_9(l_0 + l_h) + M_0 l_0 = -\frac{1}{4}(p_0 l_0^3 + p_h l_h^3)
 \end{cases}$$

ricordandoci che M_0 e l_0 sono nulli.

Per il calcolo dei momenti in campata invece, avendo calcolato il taglio grazie all'imposizione dell'equilibrio nello schema statico di una singola campata, dopo aver calcolato il punto in cui il taglio si annulla grazie alla similitudine tra triangoli, siamo capaci di calcolare il momento massimo in campata utilizzando l'equazione di equilibrio alla rotazione sullo schema statico del tratto di campata che va dall'appoggio al punto dove il taglio si annulla. In particolare:



$$V_1 : V_2 = a : (l - a) \Rightarrow a = \frac{V_1 l}{V_2 + V_1}$$



Equilibrio alla rotazione rispetto ad A:

$$M_{camp} - M_1 - V_1 a + \frac{p a^2}{2} = 0$$

$$M_{camp} = M_1 + V_1 a - \frac{p a^2}{2}$$

Dimensionamento armature

	M_{sd} (Nmm)	A_s (mm ²)	$n\Phi$ (mm)	A_s^* (mm ²)
appoggio 1	173440000	1.711,34	8Φ18	2.034,72
appoggio 2	159620000	1.574,98	8Φ18	2.034,72
appoggio 3	168720000	1.664,77	8Φ18	2.034,72
appoggio 4	172020000	1.697,33	8Φ18	2.034,72
appoggio 5	172720000	1.704,24	8Φ18	2.034,72
appoggio 6	172020000	1.697,33	8Φ18	2.034,72
appoggio 7	168720000	1.664,77	8Φ18	2.034,72
appoggio 8	159620000	1.574,98	8Φ18	2.034,72
appoggio 9	173440000	1.711,34	8Φ18	2.034,72
campata a	89030000	878,47	4Φ18	1.017,87
campata b	105750000	1.043,44	5Φ18	1.271,70
campata c	110630000	1.091,59	5Φ18	1.271,70
campata d	111880000	1.103,93	5Φ18	1.271,70
campata e	111880000	1.103,93	5Φ18	1.271,70
campata f	110630000	1.091,59	5Φ18	1.271,70
campata g	105750000	1.043,44	5Φ18	1.271,70
campata h	89030000	878,47	4Φ18	1.017,87

Dove si è considerato:

- M_{sd} il momento sollecitante massimo prima calcolato;
- A_s l'area di armatura richiesta, che risulta essere pari a $A_s = \frac{M_{sd}}{z \cdot f_{yd}}$, dove z è il braccio della coppia interna, che si stima essere il 90% dell'altezza utile della sezione d , pari all'altezza della trave diminuita del copriferro netto (25 mm) e del raggio dell'armatura (9 mm), e f_{yd} è la tensione di snervamento di calcolo, che ricordiamo essere pari a $f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2$. L'altezza della trave è stata fissata pari a 330 mm, in modo tale da poter realizzare una trave in spessore di solaio;
- l'armatura scelta per il tratto di trave indicata con il numero n dei ferri ed il loro diametro Φ ;

- A_s^* l'area effettiva di armatura scelta.

L'armatura viene posizionata all'intradosso o all'estradosso della trave in base al segno dei momenti agenti nel tratto considerato: si posiziona all'intradosso in campata, dove il momento è positivo, mentre si posiziona all'estradosso negli appoggi, dove il momento è negativo.

5.2.2 Verifiche SLU

	A_s^* (mm ²)	M_{Rd} (kNm)	M_{sd} (kNm)	$< M_{Rd}$	ω_s	$< \bar{\omega}_s$
appoggio 1	2.034,72	206,21	173,44	✓	0,28	✓
appoggio 2	2.034,72	206,21	159,62	✓	0,28	✓
appoggio 3	2.034,72	206,21	168,72	✓	0,28	✓
appoggio 4	2.034,72	206,21	172,02	✓	0,28	✓
appoggio 5	2.034,72	206,21	172,72	✓	0,28	✓
appoggio 6	2.034,72	206,21	172,02	✓	0,28	✓
appoggio 7	2.034,72	206,21	168,72	✓	0,28	✓
appoggio 8	2.034,72	206,21	159,62	✓	0,28	✓
appoggio 9	2.034,72	206,21	173,44	✓	0,28	✓
campata a	1.017,87	103,16	89,03	✓	0,14	✓
campata b	1.271,70	128,88	105,75	✓	0,17	✓
campata c	1.271,70	128,88	110,63	✓	0,17	✓
campata d	1.271,70	128,88	111,88	✓	0,17	✓
campata e	1.271,70	128,88	111,88	✓	0,17	✓
campata f	1.271,70	128,88	110,63	✓	0,17	✓
campata g	1.271,70	128,88	105,75	✓	0,17	✓
campata h	1.017,87	103,16	89,03	✓	0,14	✓

Dove si è considerato:

- A_s^* l'area effettiva di armatura scelta prima;

- M_{Rd} il momento resistente, pari a $M_{Rd} = A_s^* \cdot 0,9d \cdot f_{yd}$, che dipende quindi dalla quantità di armatura messa;
- M_{sd} il momento sollecitante massimo prima calcolato, che deve risultare minore del momento resistente M_{Rd} ;
- ω_s la percentuale meccanica di armatura, pari a $\omega_s = \frac{f_{yd} \cdot A_s^*}{f_{cd} \cdot b \cdot d}$, dove f_{yd} è la tensione di snervamento di calcolo, che ricordiamo essere pari a $f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2$, f_{cd} è la resistenza di calcolo del calcestruzzo, che ricordiamo essere pari a $f_{cd} = 14,2 \text{ N/mm}^2$, d è l'altezza utile della sezione prima definita, b è la larghezza della trave, e A_s^* è l'area effettiva di armatura scelta prima. La larghezza della trave di spina risulta essere pari a 700 mm;
- ω_s è pari a 0,52 ed è necessario che ω_s sia inferiore di questo valore per verificare che il collasso avvenga con l'armatura tesa snervata.

5.2.3 Verifiche SLE

Analisi delle sollecitazioni

É necessario calcolare di nuovo, come fatto precedentemente, i valori dei momenti sollecitanti massimi. Si sfruttano di nuovo le combinazioni di calcolo e i coefficienti amplificativi (γ_{sfav}) e riduttivi (γ_{fav}), i cui valori vengono forniti dalle Norme Tecniche per le Costruzioni approvate da Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018.

Per le verifiche SLE il coefficienti valgono:

	γ_{fav}	γ_{sfav}	$p \cdot \gamma_{fav}$	$p \cdot \gamma_{sfav}$
g_1 (kN/m)	1,00	1,00	28,14	28,14
g_2 (kN/m)	0,80	1,00	8,79	10,99
q_k (kN/m)	0,00	1,00	0,00	21,38
totale			36,94	60,51

Dove p è quindi il carico complessivo che grava sulle diverse campate, somma dei diversi carichi per metro lineare moltiplicati per i rispettivi coefficienti γ .

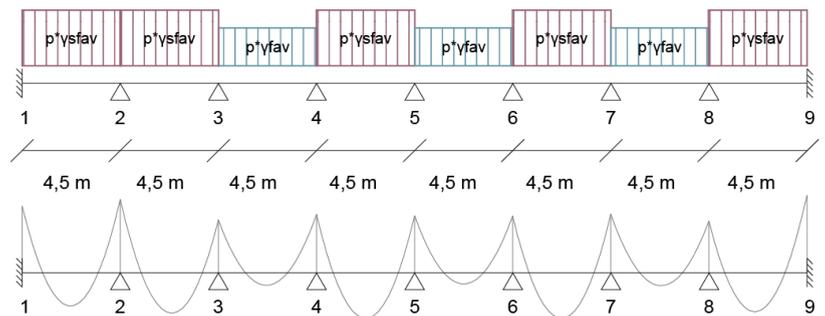
Di seguito vengono riportate le combinazioni prese in considerazione per calcolare i valori dei momenti massimi:

- combinazione 1, massimizza il momento nell'appoggio 2;

- combinazione 2, massimizza il momento nell'appoggio 3;
- combinazione 3, massimizza il momento nell'appoggio 4;
- combinazione 4, massimizza il momento nell'appoggio 5;
- combinazione 5, massimizza il momento nell'appoggio 6;
- combinazione 6, massimizza il momento nell'appoggio 7;
- combinazione 7, massimizza il momento nell'appoggio 8;
- combinazione 8, massimizza il momento nelle campate a, c, e, g e nell'appoggio 1;
- combinazione 9, massimizza il momento nelle campate b, d, f, h e nell'appoggio 9.

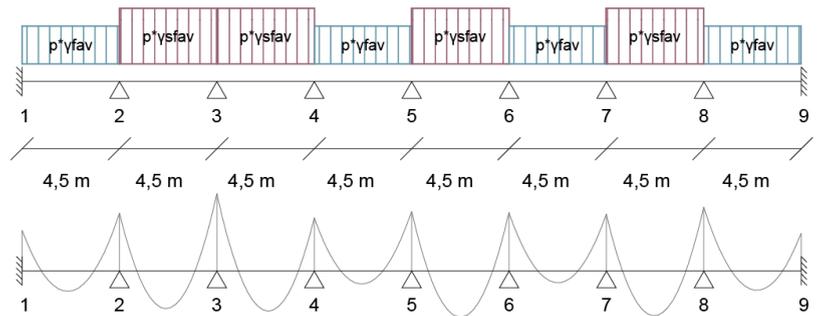
Combinazione 1

kNm	
$M_{max\ 1}$	-98,71
$M_{max\ a}$	49,49
$M_{max\ 2}$	-108,92
$M_{max\ b}$	59,95
$M_{max\ 3}$	-78,29
$M_{max\ c}$	18,77
$M_{max\ 4}$	-86,45
$M_{max\ d}$	67,72
$M_{max\ 5}$	-84,44
$M_{max\ e}$	16,73
$M_{max\ 6}$	-84,30
$M_{max\ f}$	67,58
$M_{max\ 7}$	-86,88
$M_{max\ g}$	19,37
$M_{max\ 8}$	-76,71
$M_{max\ h}$	58,00
$M_{max\ 9}$	-114,81



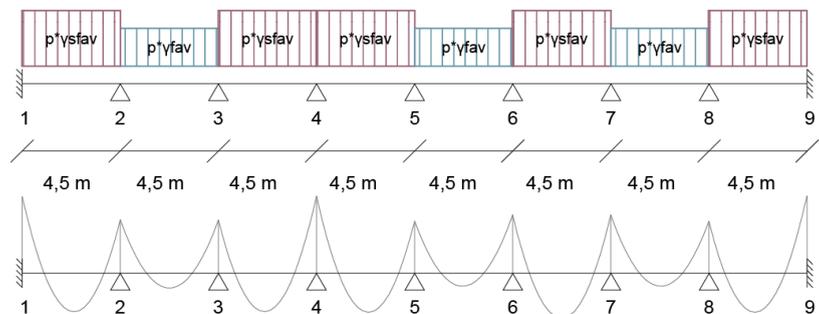
Combinazione 2

	kNm
$M_{max\ 1}$	-59,01
$M_{max\ a}$	29,90
$M_{max\ 2}$	-84,18
$M_{max\ b}$	55,01
$M_{max\ 3}$	-112,80
$M_{max\ c}$	58,64
$M_{max\ 4}$	-77,28
$M_{max\ d}$	19,21
$M_{max\ 5}$	-86,61
$M_{max\ e}$	67,46
$M_{max\ 6}$	-84,79
$M_{max\ f}$	17,33
$M_{max\ 7}$	-82,74
$M_{max\ g}$	65,45
$M_{max\ 8}$	-92,77
$M_{max\ 9}$	-54,71



Combinazione 3

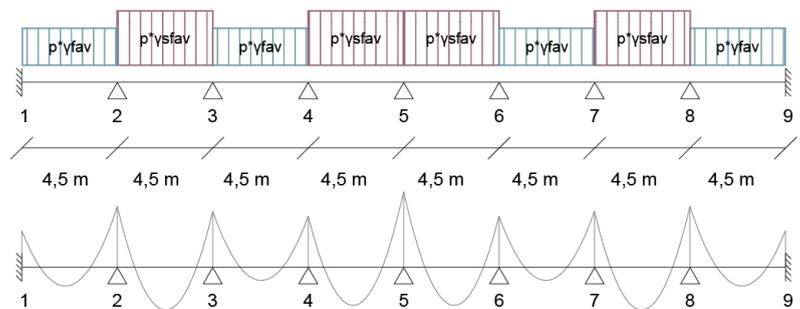
	kNm
$M_{max\ 1}$	-113,66
$M_{max\ a}$	57,32
$M_{max\ 2}$	-79,01
$M_{max\ b}$	22,18
$M_{max\ 3}$	-78,83
$M_{max\ c}$	57,16
$M_{max\ 4}$	-114,21



$M_{max\ d}$	58,12
$M_{max\ 5}$	-77,01
$M_{max\ e}$	19,50
$M_{max\ 6}$	-86,29
$M_{max\ f}$	66,85
$M_{max\ 7}$	-86,34
$M_{max\ g}$	19,55
$M_{max\ 8}$	-76,86
$M_{max\ h}$	57,95
$M_{max\ 9}$	-114,73

Combinazione 4

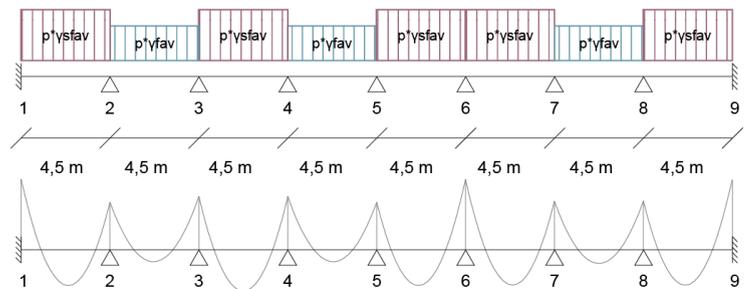
kNm	
$M_{max\ 1}$	-55,00
$M_{max\ a}$	28,36
$M_{max\ 2}$	-92,19
$M_{max\ b}$	64,71
$M_{max\ 3}$	-84,75
$M_{max\ c}$	20,10
$M_{max\ 4}$	-77,32
$M_{max\ d}$	57,82
$M_{max\ 5}$	-114,51
$M_{max\ e}$	57,82
$M_{max\ 6}$	-77,32
$M_{max\ f}$	20,10
$M_{max\ 7}$	-84,75
$M_{max\ g}$	64,71
$M_{max\ 8}$	-92,19
$M_{max\ h}$	28,39



$M_{max\ 9}$	-55,00
--------------	--------

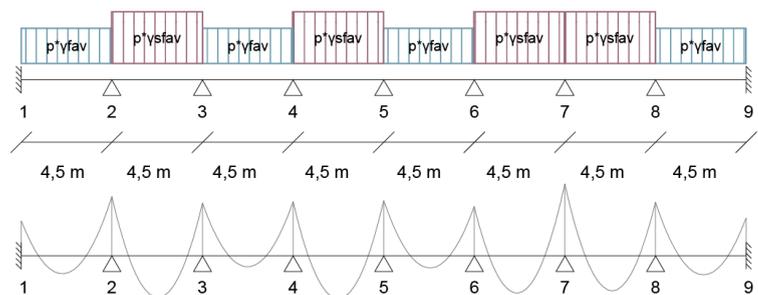
Combinazione 5

kNm	
$M_{max\ 1}$	-114,73
$M_{max\ a}$	57,95
$M_{max\ 2}$	-76,86
$M_{max\ b}$	19,55
$M_{max\ 3}$	-86,34
$M_{max\ c}$	66,85
$M_{max\ 4}$	-86,29
$M_{max\ d}$	19,50
$M_{max\ 5}$	-77,01
$M_{max\ e}$	58,12
$M_{max\ 6}$	-114,21
$M_{max\ f}$	57,16
$M_{max\ 7}$	-78,83
$M_{max\ g}$	22,18
$M_{max\ 8}$	-79,01
$M_{max\ h}$	57,32
$M_{max\ 9}$	-113,66



Combinazione 6

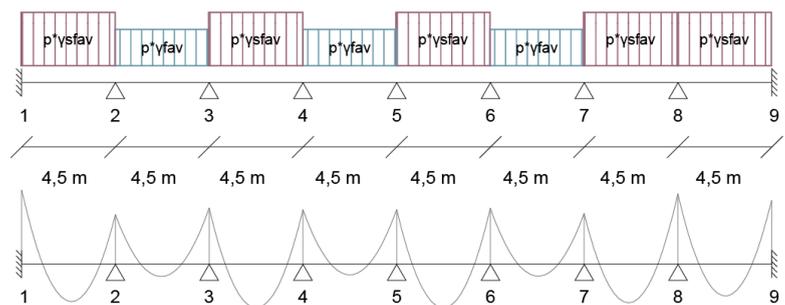
kNm	
$M_{max\ 1}$	-54,71
$M_{max\ a}$	28,25
$M_{max\ 2}$	-92,77
$M_{max\ b}$	65,45
$M_{max\ 3}$	-82,74



$M_{max\ c}$	17,33
$M_{max\ 4}$	-84,79
$M_{max\ d}$	67,46
$M_{max\ 5}$	-86,61
$M_{max\ e}$	19,21
$M_{max\ 6}$	-77,28
$M_{max\ f}$	58,64
$M_{max\ 7}$	-112,8
$M_{max\ g}$	55,01
$M_{max\ 8}$	-84,18
$M_{max\ h}$	29,9
$M_{max\ 9}$	-59,01

Combinazione 7

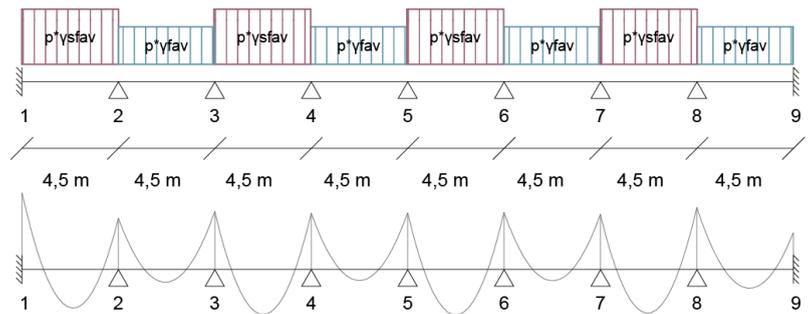
kNm	
$M_{max\ 1}$	-114,81
$M_{max\ a}$	58
$M_{max\ 2}$	-76,71
$M_{max\ b}$	19,37
$M_{max\ 3}$	-86,88
$M_{max\ c}$	67,58
$M_{max\ 4}$	-84,3
$M_{max\ d}$	16,73
$M_{max\ 5}$	-84,44
$M_{max\ e}$	67,72
$M_{max\ 6}$	-86,45
$M_{max\ f}$	18,77
$M_{max\ 7}$	-78,29
$M_{max\ g}$	59,95



$M_{max\ 8}$	-108,92
$M_{max\ h}$	49,4
$M_{max\ 9}$	-98,71

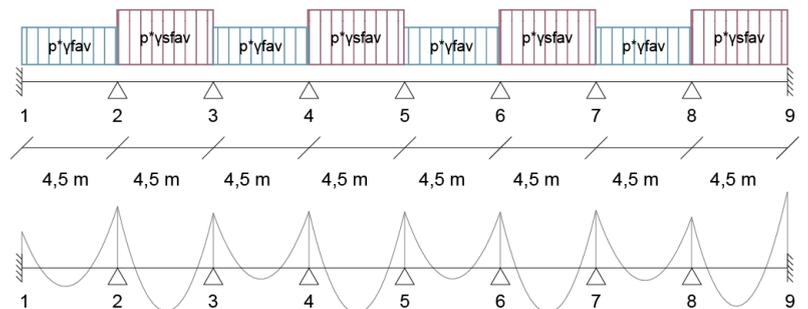
Combinazione 8

kNm	
$M_{max\ 1}$	-114,81
$M_{max\ a}$	58,00
$M_{max\ 2}$	-76,70
$M_{max\ b}$	19,36
$M_{max\ 3}$	-86,90
$M_{max\ c}$	67,61
$M_{max\ 4}$	-84,22
$M_{max\ d}$	16,61
$M_{max\ 5}$	-84,75
$M_{max\ e}$	68,14
$M_{max\ 6}$	-85,29
$M_{max\ f}$	17,15
$M_{max\ 7}$	-82,61
$M_{max\ g}$	65,50
$M_{max\ 8}$	-92,81
$M_{max\ h}$	28,25
$M_{max\ 9}$	-54,69



Combinazione 9

kNm	
$M_{max\ 1}$	-54,69
$M_{max\ a}$	28,25
$M_{max\ 2}$	-92,81



$M_{max} b$	65,50
$M_{max} 3$	-82,61
$M_{max} c$	17,15
$M_{max} 4$	-85,29
$M_{max} d$	68,14
$M_{max} 5$	-84,75
$M_{max} e$	16,61
$M_{max} 6$	-84,22
$M_{max} f$	67,61
$M_{max} 7$	-86,90
$M_{max} g$	19,36
$M_{max} 8$	-77,70
$M_{max} h$	58,00
$M_{max} 9$	-114,81

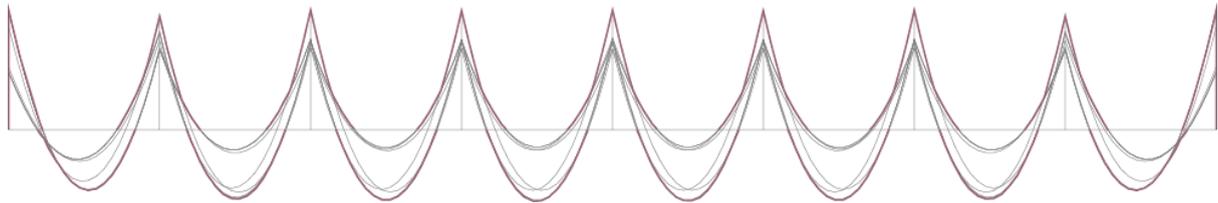
Riassumendo:

	$M_{max} 1$	$M_{max} a$	$M_{max} 2$	$M_{max} b$	$M_{max} 3$	$M_{max} c$	$M_{max} 4$	$M_{max} d$
comb 1	-98,71	49,40	-108,92	59,95	-78,29	18,77	-86,45	67,72
comb 2	-59,01	29,90	-84,18	55,01	-112,80	58,64	-77,28	19,21
comb 3	-113,66	57,32	-79,01	22,18	-78,83	57,16	-114,21	58,12
comb 4	-55,00	28,36	-92,19	64,71	-84,75	20,10	-77,32	57,82
comb 5	-114,73	57,95	-76,86	19,55	-86,34	66,85	-86,29	19,50
comb 6	-54,71	28,25	-92,77	65,45	-82,74	17,33	-84,79	67,46
comb 7	-114,81	58,00	-76,71	19,37	-86,88	67,58	-84,30	16,73
comb 8	-114,81	58,00	-76,70	19,36	-86,90	67,61	-84,22	16,61
comb 9	-54,69	28,25	-92,81	65,50	-82,61	17,15	-85,29	68,14

	$M_{max} 5$	$M_{max} e$	$M_{max} 6$	$M_{max} f$	$M_{max} 7$	$M_{max} g$	$M_{max} 8$	$M_{max} h$	$M_{max} 9$
comb 1	-84,44	16,73	-84,30	67,58	-86,88	19,37	-76,71	58,00	-114,81

comb 2	-86,61	67,46	-84,79	17,33	-82,74	65,45	-92,77	28,25	-54,71
comb 3	-77,01	19,50	-86,29	66,85	-86,34	19,55	-76,86	57,95	-114,73
comb 4	-114,51	57,82	-77,32	20,10	-84,75	64,71	-92,19	28,39	-55,00
comb 5	-77,01	58,12	-114,21	57,16	-78,83	22,18	-79,01	57,32	-113,66
comb 6	-86,61	19,21	-77,28	58,64	-112,80	55,01	-84,18	29,90	-59,01
comb 7	-84,44	67,72	-86,45	18,77	-78,29	59,95	-108,92	49,40	-98,71
comb 8	-84,75	68,14	-85,29	17,15	-82,61	65,50	-92,81	28,25	-54,69
comb 9	-84,75	16,61	-84,22	67,61	-86,90	19,36	-77,70	58,00	-114,81

Possiamo dunque ricavare il diagramma di involuppo dei momenti calcolati.



Formule del calcolo dei momenti

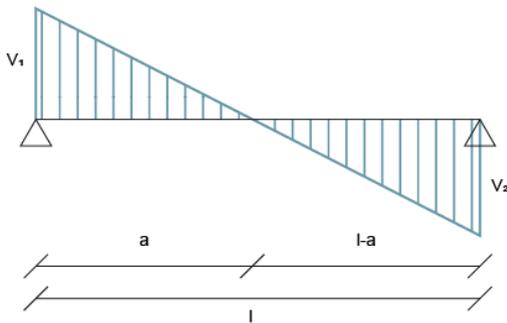
Nelle diverse combinazioni, il calcolo dei momenti in appoggio è stato fatto grazie all'equazione dei tre momenti. Se la trave è incastrata ad una o entrambe le estremità, come in questo caso, per la risoluzione si può trasformare l'incastro in un doppio appoggio fittizio.

La nuova campata deve avere la luce nulla ed essere scarica. Avremo quindi:

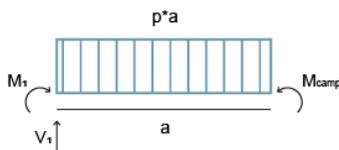
$$\begin{cases}
 M_0 l_0 + 2M_1(l_a + l_0) + M_2 l_a = -\frac{1}{4}(p_0 l_0^3 + p_a l_a^3) \\
 M_1 l_a + 2M_2(l_b + l_a) + M_3 l_b = -\frac{1}{4}(p_b l_b^3 + p_a l_a^3) \\
 M_2 l_b + 2M_3(l_c + l_b) + M_4 l_c = -\frac{1}{4}(p_c l_c^3 + p_b l_b^3) \\
 M_3 l_c + 2M_4(l_d + l_c) + M_5 l_d = -\frac{1}{4}(p_d l_d^3 + p_c l_c^3) \\
 M_4 l_d + 2M_5(l_e + l_d) + M_6 l_e = -\frac{1}{4}(p_e l_e^3 + p_d l_d^3) \\
 M_5 l_e + 2M_6(l_f + l_e) + M_7 l_f = -\frac{1}{4}(p_f l_f^3 + p_e l_e^3) \\
 M_6 l_f + 2M_7(l_g + l_f) + M_8 l_g = -\frac{1}{4}(p_g l_g^3 + p_f l_f^3) \\
 M_7 l_g + 2M_8(l_h + l_g) + M_9 l_h = -\frac{1}{4}(p_h l_h^3 + p_g l_g^3) \\
 M_8 l_h + 2M_9(l_0 + l_h) + M_0 l_0 = -\frac{1}{4}(p_0 l_0^3 + p_h l_h^3)
 \end{cases}$$

ricordandoci che M_0 e I_0 sono nulli.

Per il calcolo dei momenti in campata invece, avendo calcolato il taglio grazie all'imposizione dell'equilibrio nello schema statico di una singola campata, dopo aver calcolato il punto in cui il taglio si annulla grazie alla similitudine tra triangoli, siamo capaci di calcolare il momento massimo in campata utilizzando l'equazione di equilibrio alla rotazione sullo schema statico del tratto di campata che va dall'appoggio al punto dove il taglio si annulla. In particolare:



$$V_1 : V_2 = a : (l - a) \Rightarrow a = \frac{V_1 l}{V_2 + V_1}$$



Equilibrio alla rotazione rispetto ad A:

$$M_{camp} - M_1 - V_1 a + \frac{p a^2}{2} = 0$$

$$M_{camp} = M_1 + V_1 a - \frac{p a^2}{2}$$

Verifiche SLE- tensioni, fessurazione, deformazione

	M_{Sd} (Nmm)	A_s^* (mm ²)	b (mm)	x (mm)	z (mm)	σ_c (MPa)	< 15 MPa	σ_s (MPa)	< 360 MPa
appoggio 1	114810000	2.034,72	700	120,76	247,75	10,96	✓	227,76	✓
appoggio 2	108920000	2.034,72	700	120,76	247,75	10,40	✓	216,07	✓
appoggio 3	112800000	2.034,72	700	120,76	247,75	10,77	✓	223,77	✓
appoggio 4	114210000	2.034,72	700	120,76	247,75	10,91	✓	226,57	✓
appoggio 5	114510000	2.034,72	700	120,76	247,75	10,94	✓	227,16	✓
appoggio 6	114210000	2.034,72	700	120,76	247,75	10,91	✓	226,57	✓
appoggio 7	112800000	2.034,72	700	120,76	247,75	10,77	✓	223,77	✓

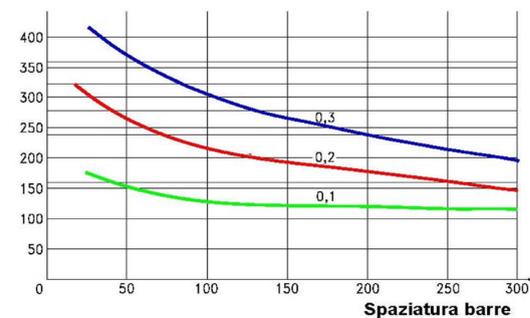
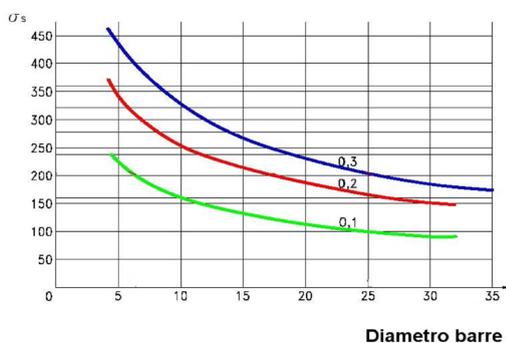
appoggio 8	108920000	2.034,72	700	120,76	247,75	10,40	✓	216,07	✓
appoggio 9	114810000	2.034,72	700	120,76	247,75	10,96	✓	227,76	✓
campata a	58000000	1.017,87	700	92,38	257,21	6,97	✓	221,54	✓
campata b	65500000	1.271,70	700	100,96	254,35	7,29	✓	202,50	✓
campata c	67610000	1.271,70	700	100,96	254,35	7,52	✓	209,03	✓
campata d	68140000	1.271,70	700	100,96	254,35	7,58	✓	210,67	✓
campata e	68140000	1.271,70	700	100,96	254,35	7,58	✓	210,67	✓
campata f	67610000	1.271,70	700	100,96	254,35	7,52	✓	209,03	✓
campata g	65500000	1.271,70	700	100,96	254,35	7,29	✓	202,50	✓
campata h	58000000	1.017,87	700	92,38	257,21	6,97	✓	221,54	✓

Dove si è considerato:

- M_{sd} il momento sollecitante massimo prima calcolato;
- A_s^* l'area effettiva di armatura scelta prima;
- b la larghezza della trave (70 cm), scelta sulla base delle considerazioni fatte prima;
- x la posizione dell'asse neutro, pari a $x = \frac{\alpha_e A_s}{b} \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2bd}{\alpha_e A_s}} \right\}$, dove A_s è l'area effettiva di armatura messa, b è la larghezza prima citata, d è l'altezza utile della sezione e $\alpha_e = 15$ è il coefficiente convenzionale di omogeneizzazione;
- z il braccio della coppia interna, pari a $z = d - \frac{x}{3}$, dove d è l'altezza utile della sezione e x la posizione dell'asse neutro prima calcolata;
- σ_c la tensione di compressione nel calcestruzzo compresso, pari a $\sigma_c = \frac{2M}{bxz}$, dove M è il momento sollecitante, b è la larghezza della trave (70 cm), x è la posizione dell'asse neutro prima calcolata e z è la coppia del braccio interno prima calcolata;
- 15 MPa è il valore della σ_c ammissibile in esercizio, calcolata come $\sigma_c = f_{ck} * 0,60 = 15 N/mm^2$ per combinazione rara, la σ_c prima calcolata deve quindi risultare inferiore a questo valore;

- σ_s è la tensione di trazione nell'armatura tesa, pari a $\sigma_s = \frac{M}{A_s z}$, dove M è il momento sollecitante, A_s è l'area effettiva di armatura messa e z è il braccio della coppia interna prima calcolato;
- 360 MPa è il valore della σ_s ammissibile in esercizio, calcolata come $\sigma_s = f_{yk} * 0,8 = 360 N/mm^2$, la σ_s prima calcolata deve quindi risultare inferiore a questo valore.

La verifica a fessurazione può essere eseguita indirettamente controllando che il diametro delle armature tese (Φ_{max}) e la loro spaziatura (i) non superino determinati stati limite. Tali limiti dipendono dallo stato tensionale delle armature tese in condizione di esercizio, dunque da σ_s , e dall'apertura massima delle fessure consentita (w). Questa dipende a sua volta dalle condizioni ambientali a cui è esposta la struttura e dalla tipologia di armatura. Nel caso dell'edificio preso in esame, si considerano condizioni ambientali ordinarie e armature poco sensibili, a cui corrisponde la curva $w_2 = 0,3$ mm. Per determinare i valori di Φ_{max} e i consenti, si segna il valore di σ_s considerato nel grafico e si cerca il punto in cui questo interseca la curva $w_2 = 0,3$ mm di riferimento. I grafici della verifica a fessurazione indiretta vengono forniti dalle Norme Tecniche per le Costruzioni approvate da Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018.



	$n\Phi$ (mm)	σ_s (Mpa)	Φ (mm)	Φ_{max} (mm)	$\Phi \leq \Phi_{max}$	i (mm)	i_{max} (mm)	$i \leq i_{max}$
appoggio 1	8Φ18	227,76	18	23	✓	80	225	✓
appoggio 2	8Φ18	216,07	18	24	✓	80	250	✓
appoggio 3	8Φ18	223,77	18	24	✓	80	225	✓

appoggio 4	8Φ18	226,57	18	23	✓	80	225	✓
appoggio 5	8Φ18	227,16	18	24	✓	80	225	✓
appoggio 6	8Φ18	226,57	18	23	✓	80	225	✓
appoggio 7	8Φ18	223,77	18	24	✓	80	225	✓
appoggio 8	8Φ18	216,07	18	24	✓	80	250	✓
appoggio 9	8Φ18	227,76	18	23	✓	80	225	✓
campata a	4Φ18	221,54	18	24	✓	194	225	✓
campata b	5Φ18	202,50	18	25	✓	194	275	✓
campata c	5Φ18	209,03	18	25	✓	194	250	✓
campata d	5Φ18	210,67	18	25	✓	194	250	✓
campata e	5Φ18	210,67	18	25	✓	194	250	✓
campata f	5Φ18	209,03	18	25	✓	194	250	✓
campata g	5Φ18	202,50	18	25	✓	194	275	✓
campata h	4Φ18	221,54	18	24	✓	194	250	✓

Dove si è considerato:

- $n\Phi$ l'armatura tesa presente dal tratto di solaio considerato;
- σ_s la tensione di trazione nell'armatura tesa, prima calcolata;
- Φ il diametro di armatura scelto;
- Φ_{max} il diametro massimo consentito, ricavato dalla verifica indiretta;
- i la spaziatura tra le barre;
- i_{max} la spaziatura massima consentita tra le basse, ricavata dalla verifica indiretta.

Nel caso di travi con luci fino a 10 m la verifica a deformazione può essere eseguita indirettamente, assicurandosi che il rapporto tra luce e altezza non superi un determinato valore fornito dalle Norme Tecniche per le Costruzioni approvate da Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018.

	A_s^* (mm ²)	$(l/h)_{max}$	l (mm)	h (mm)	(l/h)	$(l/h) \leq (l/h)_{max}$
campata a	1.017,87	18	4500	330	13,64	✓
campata b	1.271,70	18	4500	330	13,64	✓
campata c	1.271,70	18	4500	330	13,64	✓
campata d	1.271,70	18	4500	330	13,64	✓
campata e	1.271,70	18	4500	330	13,64	✓
campata f	1.271,70	18	4500	330	13,64	✓
campata g	1.271,70	18	4500	330	13,64	✓
campata h	1.017,87	18	4500	330	13,64	✓

Dove si è considerato:

- A_s^* l'area effettiva di armatura scelta prima;
- $(l/h)_{max}$ il rapporto luce altezza fissato dalle NTC 2018;
- l la luce della campata;
- h l'altezza della trave;
- (l/h) il rapporto tra luce e altezza effettivo.

5.2.4 Verifiche a taglio (SLU)

Analisi delle sollecitazioni

Per trovare le massime sollecitazioni a taglio è necessario considerare, come fatto per il momento, diverse combinazioni di carico, che massimizzino i valori del taglio nei vari appoggi. Le combinazioni di carico sono le medesime considerate prima per il calcolo del momento sollecitante. Si tiene conto della variabilità dei carichi attraverso l'impiego di coefficienti amplificativi (γ_{sfav}) e riduttivi (γ_{fav}), i cui valori vengono forniti dalle Norme Tecniche per le Costruzioni approvate da Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018 .

Per le verifiche SLU il coefficienti valgono:

	γ_{fav}	γ_{sfav}	$p^*\gamma_{fav}$	$p^*\gamma_{sfav}$
g_1 (kN/m)	1,00	1,30	28,14	36,59
g_2 (kN/m)	0,80	1,50	8,79	16,49

q_k (kN/m)	0,00	1,50	0,00	32,06
totale			36,94	85,14

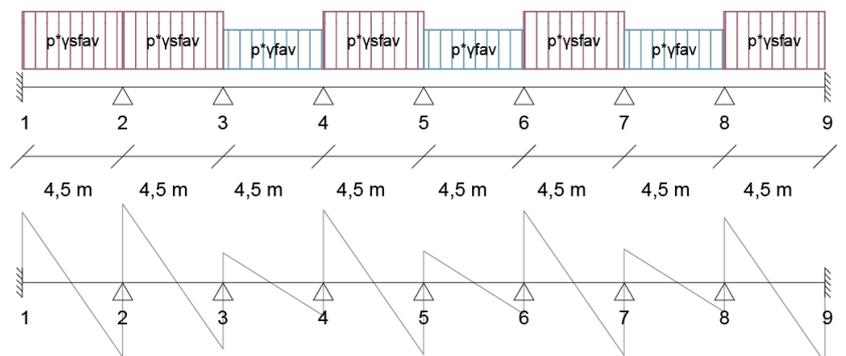
Dove p è quindi il carico complessivo che grava sulle diverse campate, somma dei diversi carichi per metro lineare moltiplicati per i rispettivi coefficienti γ .

Di seguito vengono riportate le combinazioni prese in considerazione per calcolare i valori del taglio massimo:

- combinazione 1, massimizza il taglio nell'appoggio 2;
- combinazione 2, massimizza il taglio nell'appoggio 3;
- combinazione 3, massimizza il taglio nell'appoggio 4;
- combinazione 4, massimizza il taglio nell'appoggio 5;
- combinazione 5, massimizza il taglio nell'appoggio 6;
- combinazione 6, massimizza il taglio nell'appoggio 7;
- combinazione 7, massimizza il taglio nell'appoggio 8;
- combinazione 8, massimizza il taglio nell'appoggio 1;
- combinazione 9, massimizza il taglio nell'appoggio 9.

Combinazione 1

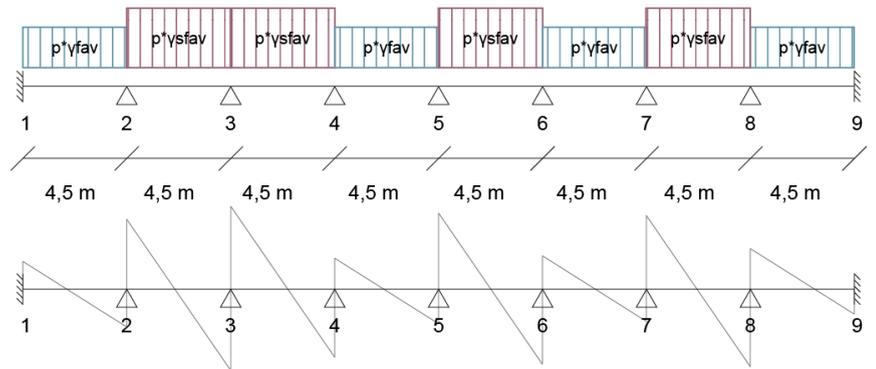
kN	
$V_{max} 1$	186,25
$V_{max} 2 (a)$	-196,88
$V_{max} 2 (b)$	207,51
$V_{max} 3 (b)$	-175,62
$V_{max} 3 (c)$	78,87
$V_{max} 4 (c)$	-87,36
$V_{max} 4 (d)$	192,61
$V_{max} 5 (d)$	-190,52
$V_{max} 5 (e)$	83,19
$V_{max} 6 (e)$	-83,04
$V_{max} 6 (f)$	190,22
$V_{max} 7 (f)$	-192,91
$V_{max} 7 (g)$	88,41



$V_{max} 8 (g)$	-77,82
$V_{max} 8 (h)$	171,72
$V_{max} 9$	-211,41

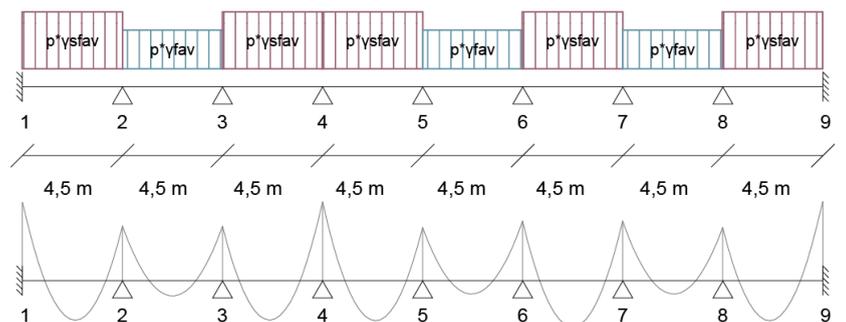
Combinazione 2

kN	
$V_{max} 1$	70,01
$V_{max} 2 (a)$	-96,22
$V_{max} 2 (b)$	176,66
$V_{max} 3 (b)$	-206,47
$V_{max} 3 (c)$	210,06
$V_{max} 4 (c)$	-173,07
$V_{max} 4 (d)$	78,25
$V_{max} 5 (d)$	-87,98
$V_{max} 5 (e)$	192,51
$V_{max} 6 (e)$	-190,62
$V_{max} 6 (f)$	84,18
$V_{max} 7 (f)$	-82,05
$V_{max} 7 (g)$	186,34
$V_{max} 8 (g)$	-196,79
$V_{max} 8 (h)$	102,93
$V_{max} 9$	-63,30



Combinazione 3

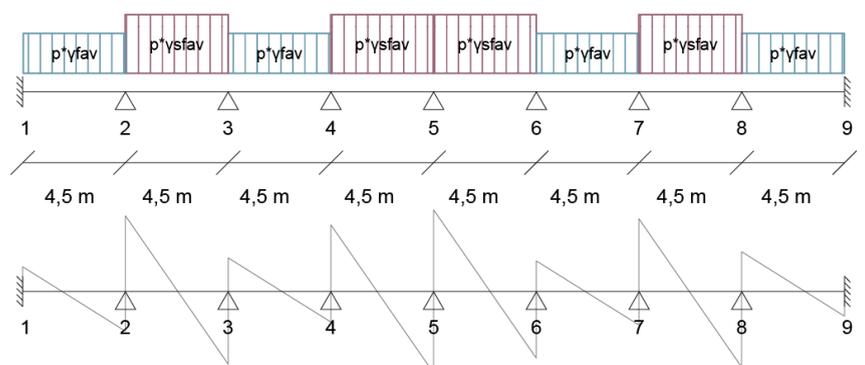
kN	
$V_{max} 1$	209,61
$V_{max} 2 (a)$	-173,52
$V_{max} 2 (b)$	83,21
$V_{max} 3 (b)$	-83,02
$V_{max} 3 (c)$	173,14



$V_{max} 4 (c)$	-209,99
$V_{max} 4 (d)$	210,94
$V_{max} 5 (d)$	-172,19
$V_{max} 5 (e)$	78,28
$V_{max} 6 (e)$	-87,95
$V_{max} 6 (f)$	191,54
$V_{max} 7 (f)$	-191,59
$V_{max} 7 (g)$	88,05
$V_{max} 8 (g)$	-78,18
$V_{max} 8 (h)$	171,84
$V_{max} 9$	-211,29

Combinazione 4

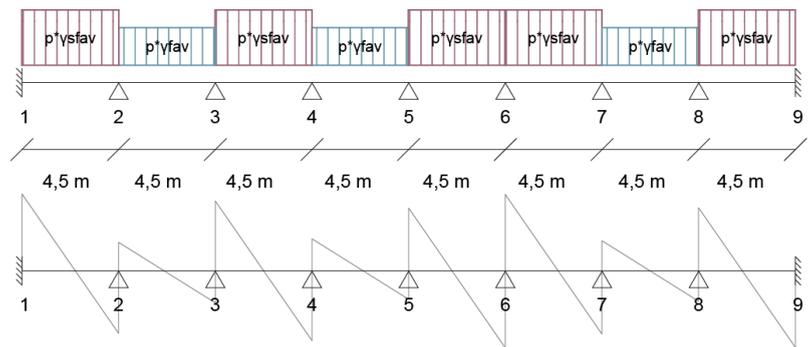
kN	
$V_{max} 1$	63,75
$V_{max} 2 (a)$	-102,48
$V_{max} 2 (b)$	195,44
$V_{max} 3 (b)$	-187,69
$V_{max} 3 (c)$	86,99
$V_{max} 4 (c)$	-79,24
$V_{max} 4 (d)$	172,2
$V_{max} 5 (d)$	-210,93
$V_{max} 5 (e)$	210,93
$V_{max} 6 (e)$	-172,2
$V_{max} 6 (f)$	79,24
$V_{max} 7 (f)$	-86,99
$V_{max} 7 (g)$	187,69
$V_{max} 8 (g)$	-195,44
$V_{max} 8 (h)$	102,48



$V_{max\ 9}$	-63,75
--------------	--------

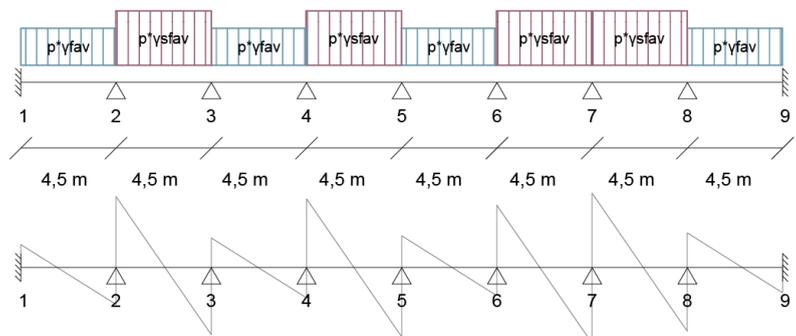
Combinazione 5

kN	
$V_{max\ 1}$	211,29
$V_{max\ 2\ (a)}$	-171,84
$V_{max\ 2\ (b)}$	78,18
$V_{max\ 3\ (b)}$	-88,05
$V_{max\ 3\ (c)}$	191,59
$V_{max\ 4\ (c)}$	-191,54
$V_{max\ 4\ (d)}$	87,95
$V_{max\ 5\ (d)}$	-78,28
$V_{max\ 5\ (e)}$	172,19
$V_{max\ 6\ (e)}$	-210,94
$V_{max\ 6\ (f)}$	209,99
$V_{max\ 7\ (f)}$	-173,14
$V_{max\ 7\ (g)}$	83,02
$V_{max\ 8\ (g)}$	-83,21
$V_{max\ 8\ (h)}$	173,52
$V_{max\ 9}$	-209,61



Combinazione 6

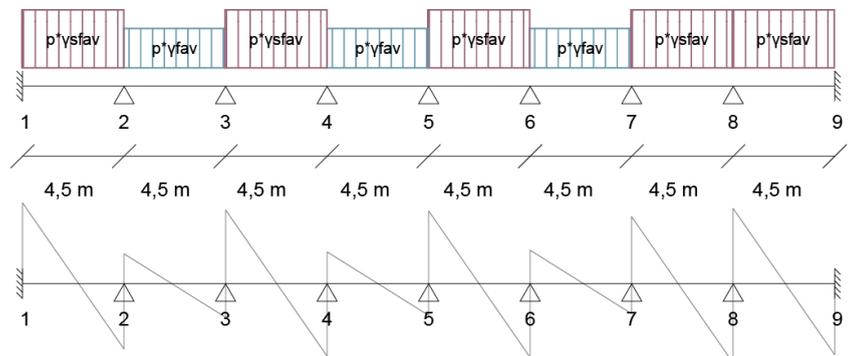
kN	
$V_{max\ 1}$	63,30
$V_{max\ 2\ (a)}$	-102,93
$V_{max\ 2\ (b)}$	196,79
$V_{max\ 3\ (b)}$	-187,34
$V_{max\ 3\ (c)}$	82,05
$V_{max\ 4\ (c)}$	-84,18
$V_{max\ 4\ (d)}$	190,62



$V_{max} 5 (d)$	-192,51
$V_{max} 5 (e)$	87,98
$V_{max} 6 (e)$	-78,25
$V_{max} 6 (f)$	173,07
$V_{max} 7 (f)$	-210,06
$V_{max} 7 (g)$	206,47
$V_{max} 8 (g)$	-176,66
$V_{max} 8 (h)$	96,22
$V_{max} 9$	-70,01

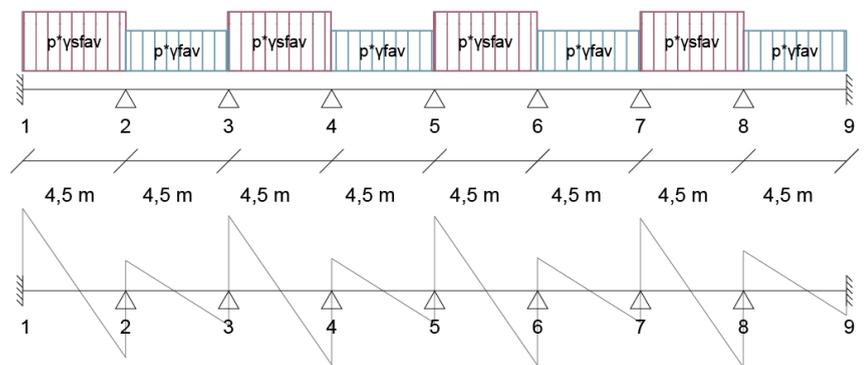
Combinazione 7

kN	
$V_{max} 1$	211,41
$V_{max} 2 (a)$	-171,72
$V_{max} 2 (b)$	77,82
$V_{max} 3 (b)$	-88,41
$V_{max} 3 (c)$	192,91
$V_{max} 4 (c)$	-190,22
$V_{max} 4 (d)$	83,04
$V_{max} 5 (d)$	-83,19
$V_{max} 5 (e)$	190,52
$V_{max} 6 (e)$	-192,61
$V_{max} 6 (f)$	87,36
$V_{max} 7 (f)$	-78,87
$V_{max} 7 (g)$	175,62
$V_{max} 8 (g)$	-207,51
$V_{max} 8 (h)$	196,88
$V_{max} 9$	-186,25



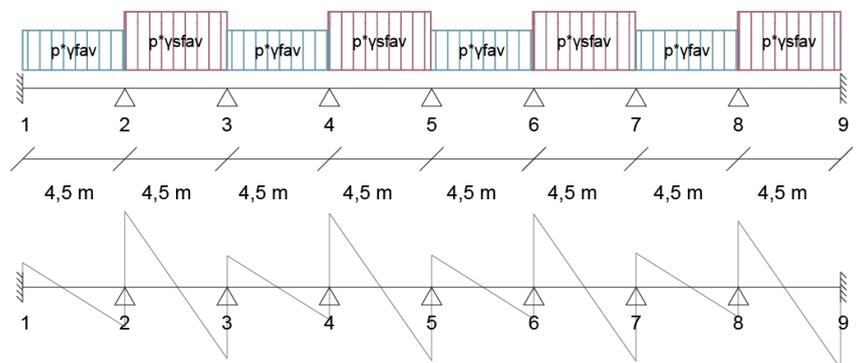
Combinazione 8

kN	
$V_{max} 1$	211,41
$V_{max} 2 (a)$	-171,72
$V_{max} 2 (b)$	77,8
$V_{max} 3 (b)$	-88,43
$V_{max} 3 (c)$	192,96
$V_{max} 4 (c)$	-190,17
$V_{max} 4 (d)$	82,84
$V_{max} 5 (d)$	-83,39
$V_{max} 5 (e)$	191,29
$V_{max} 6 (e)$	-191,84
$V_{max} 6 (f)$	84,51
$V_{max} 7 (f)$	-81,72
$V_{max} 7 (g)$	186,25
$V_{max} 8 (g)$	-196,88
$V_{max} 8 (h)$	102,96
$V_{max} 9$	-63,27



Combinazione 9

kN	
$V_{max} 1$	63,27
$V_{max} 2 (a)$	-102,96
$V_{max} 2 (b)$	196,88
$V_{max} 3 (b)$	-186,25
$V_{max} 3 (c)$	81,72
$V_{max} 4 (c)$	-84,51
$V_{max} 4 (d)$	191,84
$V_{max} 5 (d)$	-191,29
$V_{max} 5 (e)$	83,39



$V_{max} 6 (e)$	-82,84
$V_{max} 6 (f)$	190,17
$V_{max} 7 (f)$	-192,96
$V_{max} 7 (g)$	88,43
$V_{max} 8 (g)$	-77,8
$V_{max} 8 (h)$	171,72
$V_{max} 9$	-211,41

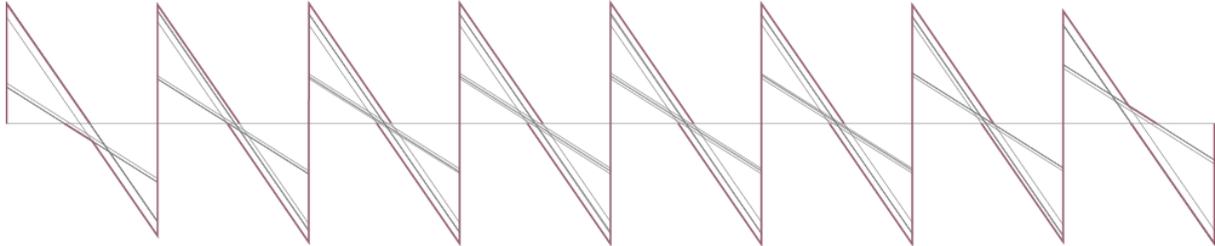
Riassumendo:

	$V_{max} 1$	$V_{max} 2 (a)$	$V_{max} 2 (b)$	$V_{max} 3 (b)$	$V_{max} 3 (c)$	$V_{max} 4 (c)$	$V_{max} 4 (d)$	$V_{max} 5 (d)$	$V_{max} 5 (6)$
comb 1	186,25	-196,88	207,51	-175,62	78,87	-87,36	192,61	-190,52	83,19
comb 2	70,01	-96,22	176,66	-206,47	210,06	-173,07	78,25	-87,98	192,51
comb 3	209,61	-173,52	83,21	-83,02	173,14	-209,99	210,94	-172,19	78,28
comb 4	63,75	-102,48	195,44	-187,69	86,99	-79,24	172,2	-210,93	210,93
comb 5	211,29	-171,84	78,18	-88,05	191,59	-191,54	87,95	-78,28	172,19
comb 6	63,3	-102,93	196,79	-187,34	82,05	-84,18	190,62	-192,51	87,98
comb 7	211,41	-171,72	77,82	-88,41	192,91	-190,22	83,04	-83,19	190,52
comb 8	211,41	-171,72	77,8	-88,43	192,96	-190,17	82,84	-83,39	191,29
comb 9	63,27	-102,96	196,88	-186,25	81,72	-84,51	191,84	-191,29	83,39

	$V_{max} 6 (e)$	$V_{max} 6 (f)$	$V_{max} 7 (f)$	$V_{max} 7 (g)$	$V_{max} 8 (g)$	$V_{max} 8 (h)$	$V_{max} 9$
comb 1	-83,04	190,22	-192,91	88,41	-77,82	171,72	-211,41
comb 2	-190,62	84,18	-82,05	186,34	-196,79	102,93	-63,3
comb 3	-87,95	191,54	-191,59	88,05	-78,18	171,84	-211,29
comb 4	-172,2	79,24	-86,99	187,69	-195,44	102,48	-63,75
comb 5	-210,94	209,99	-173,14	83,02	-83,21	173,52	-209,61
comb 6	-78,25	173,07	-210,06	206,47	-176,66	96,22	-70,01
comb 7	-192,61	87,36	-78,87	175,62	-207,51	196,88	-186,25
comb 8	-191,84	84,51	-81,72	186,25	-196,88	102,96	-63,27

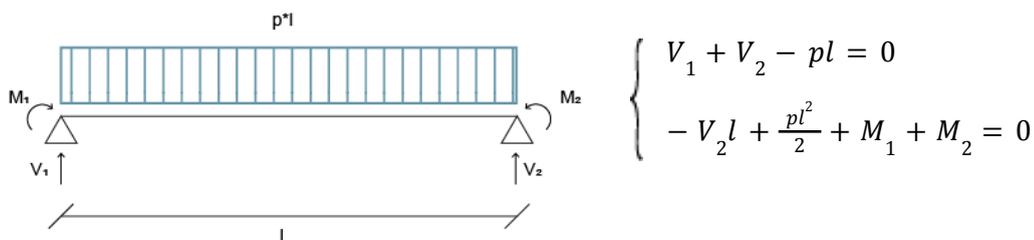
comb 9	-82,84	190,17	-192,96	88,43	-77,8	171,72	-211,41
--------	--------	--------	---------	-------	-------	--------	----------------

Possiamo dunque ricavare il diagramma di inviluppo dei tagli calcolati.



Formule del calcolo dei tagli

Per il calcolo del taglio è necessario imporre l'equilibrio nello schema statico di una singola campata, in particolare:



Verifiche a taglio per elementi dotati di specifica armatura d'anima

Nelle travi vengono inserite specifiche armature trasversali per resistere a taglio, bisogna quindi verificare la resistenza a taglio-trazione delle staffe (V_{Rsd}) e a taglio-compressione del calcestruzzo (V_{Rcd}). Il taglio resistente è pari al minore dei due.

	staffe	A_{Sw} (mm^2)	s (mm)	$ctg\theta_{eq}$	$ctg\theta$	V_{Rsd} (kN)	V_{Rcd} (kN)	V_{Rd} (kN)	V_{Sd} (kN)	$\frac{V_{Rd}}{V_{Sd}} > 1$
appoggio 1	Φ8 a 4 braccia	201,06	150	3,08	2,50	324,61	424,59	324,61	211,41	✓
appoggio 2 (a)	Φ8 a 4 braccia	201,06	150	3,08	2,50	324,61	424,59	324,61	-196,88	✓
appoggio 2 (b)	Φ8 a 4 braccia	201,06	150	3,08	2,50	324,61	424,59	324,61	207,51	✓
appoggio 3 (b)	Φ8 a 4 braccia	201,06	150	3,08	2,50	324,61	424,59	324,61	-206,47	✓
appoggio 3 (c)	Φ8 a 4 braccia	201,06	150	3,08	2,50	324,61	424,59	324,61	210,06	✓

appoggio 4 (c)	Φ8 a 4 braccia	201,06	150	3,08	2,50	324,61	424,59	324,61	-209,99	✓
appoggio 4 (d)	Φ8 a 4 braccia	201,06	150	3,08	2,50	324,61	424,59	324,61	210,94	✓
appoggio 5 (d)	Φ8 a 4 braccia	201,06	150	3,08	2,50	324,61	424,59	324,61	-210,93	✓
appoggio 5 (e)	Φ8 a 4 braccia	201,06	150	3,08	2,50	324,61	424,59	324,61	210,93	✓
appoggio 6 (e)	Φ8 a 4 braccia	201,06	150	3,08	2,50	324,61	424,59	324,61	-210,94	✓
appoggio 6 (f)	Φ8 a 4 braccia	201,06	150	3,08	2,50	324,61	424,59	324,61	209,99	✓
appoggio 7 (f)	Φ8 a 4 braccia	201,06	150	3,08	2,50	324,61	424,59	324,61	-210,06	✓
appoggio 7 (g)	Φ8 a 4 braccia	201,06	150	3,08	2,50	324,61	424,59	324,61	206,47	✓
appoggio 8 (g)	Φ8 a 4 braccia	201,06	150	3,08	2,50	324,61	424,59	324,61	-207,51	✓
appoggio 8 (h)	Φ8 a 4 braccia	201,06	150	3,08	2,50	324,61	424,59	324,61	196,88	✓
appoggio 9	Φ8 a 4 braccia	201,06	150	3,08	2,50	324,61	424,59	324,61	-211,41	✓

Dove si è considerato:

- le staffe inserite e il loro diametro Φ ;
- A_{sw} l'area trasversale delle staffe scelte;
- s il passo tra le staffe, che per le NTC 2018 deve risultare inferiore all'80% dell'altezza utile della sezione d , inferiore di 500 mm (si prende la condizione più sfavorevole tra le due appena citate), maggiore di 50 mm, e $\frac{A_{sw}}{s} > 1,5b$, dove b è la larghezza della trave già prima determinata. In questo caso specifico, abbiamo $s < 0,8d = 230,40$ mm, $s < 500$ mm e $\frac{A_{sw}}{s} = 1340,40 > 1,5b = 1050$;

- $ctg\theta_{eq}$ il valore della cotangente dell'angolo θ_{eq} , che determina l'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo compresso nel traliccio isostatico di Morsch, pari a

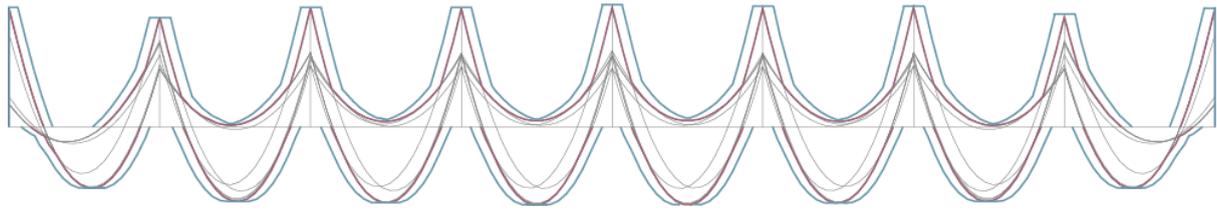
$ctg\theta_{eq} = \sqrt{\frac{sb0,5f_{cd}}{A_{sw}f_{yd}}}$, dove s è il passo delle staffe prima determinato, b è la larghezza della trave, $0,5f_{cd}$ è la resistenza di calcolo del calcestruzzo ridotta del 50% per tener conto del fatto che il puntone compresso di calcestruzzo è inclinato, ricordandoci che

$f_{cd} = 14,2 \text{ N/mm}^2$, A_{sw} è l'area trasversale delle staffe e f_{yd} è la tensione di snervamento dell'acciaio di calcolo, che ricordiamo essere $f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2$;

- $ctg\theta$ è il valore della cotangente di θ scelto, tenendo conto del fatto che $1 \leq ctg\theta \leq 2,5$, in questo caso considerato che $ctg\theta_{eq}$ è un valore superiore al 2,5, si sceglie $ctg\theta = 2,5$;
- V_{Rsd} la resistenza a taglio-trazione delle staffe, pari a $V_{Rsd} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{yd} * \sin\alpha(ctg\alpha + ctg\theta)$, dove A_{sw} è l'area trasversale delle staffe, s è il passo delle staffe prima determinato, z è il braccio della coppia interna, f_{yd} è la tensione di snervamento dell'acciaio di calcolo pari a $f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2$, α è l'angolo di inclinazione dell'armatura trasversale, pari a 90° nel caso delle staffe, e $ctg\theta$ è il valore della cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo compressi prima calcolato; essendo $\alpha = 90^\circ$, la formula può essere ulteriormente sviluppata, e diventa quindi $V_{Rsd} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{yd} * ctg\theta$;
- V_{Rcd} la resistenza a taglio-compressione del calcestruzzo, pari a $V_{Rcd} = bz * 0,5f_{cd} * \sin^2\theta(ctg\alpha + ctg\theta)$, dove b è la larghezza della trave, z è il braccio della coppia interna, $0,5f_{cd}$ è la resistenza di calcolo del calcestruzzo ridotta del 50% per tener conto del fatto che il puntone compresso di calcestruzzo è inclinato, ricordandoci che $f_{cd} = 14,2 \text{ N/mm}^2$, θ è l'inclinazione del puntone compresso di calcestruzzo e α è l'angolo di inclinazione dell'armatura trasversale, pari a 90° nel caso delle staffe; essendo $\alpha = 90^\circ$, la formula può essere ulteriormente sviluppata, e diventa quindi $V_{Rcd} = bz * 0,5f_{cd} \frac{ctg\theta}{1+ctg\theta}$;
- V_{Rd} è il taglio resistente, pari al minore tra V_{Rsd} e V_{Rcd} ; in questo caso il taglio resistente minore risulta essere quello associato alle staffe;
- V_{Sd} il taglio sollecitante precedentemente calcolato, che deve risultare inferiore al V_{Rd} taglio resistente.

Posizionamento armature

Come precedentemente accennato, l'armatura viene posizionata all'intradosso in campata, dove il momento è positivo, mentre si posiziona all'estradosso negli appoggi, dove il momento è negativo. Per determinare la lunghezza delle barre, è necessario analizzare il diagramma degli involucri del momento traslato di una quantità pari a z , braccio della coppia interna: le barre devono infatti coprire l'intero sviluppo del diagramma del momento traslato.



6. PROGETTO E VERIFICA DELLE FONDAZIONI

La trave rovescia presa in analisi è la T_B 1-10, formata da 9 campate, di cui la prima ha luce pari a 4,75 m, le successive hanno luce pari a 4,5 m.

6.1 Trave rovescia di fondazione T_B 1-10

Per l'analisi delle sollecitazioni nelle travi rovesce di fondazione è necessario tener conto della effettiva deformabilità del terreno, ma solitamente in fase di predimensionamento, si fa riferimento a modelli semplificati, in particolare nel caso considerato, si considera la reazione del terreno costante. Questa ipotesi comporta errori apprezzabili, ma accettabili in sede di predimensionamento. La reazione del terreno viene quindi calcolata come:

$$p = \frac{1,43 * \sum_i P_i}{l}$$

Dove si è considerato:

- il coefficiente correttivo γ_f pari a 1,43
- la sommatoria dei carichi P_i dei pilastri che gravano sulla trave di fondazione, il cui valore in particolare è pari all' N_k dell'ultimo piano;
- la lunghezza totale della trave considerata.

Avremo quindi:

	N_k (kN)	γ_f	l (m)	p (kN/m)
pilastri centrali (x9)	1.216,85			
pilastri di bordo (x1)	645,69			
totale	11.597,30	1,43	40,75	406,97

6.1.1 Verifica geotecnica

Bisogna valutare che la pressione indotta sul terreno dalla trave di fondazione e dai carichi che gravano su questa, σ_{Ed} , sia inferiore alla pressione massima che il terreno è in grado di sostenere. In particolare, avremo che $\sigma_{Ed} = \frac{p}{b} > \frac{q_{Rd}}{\gamma_{Rd}}$, dove si è considerato:

- p la reazione del terreno prima calcolata;

- b la larghezza della trave di fondazione, scelta in modo tale che questa verifica risulti soddisfatta; in questo caso, è stata posta pari a 1,4 m;
- γ_{Rd} il coefficiente parziale di sicurezza relativo al terreno, pari a $\gamma_{Rd} = 2,30$;
- q_{Rd} la capacità portante del terreno, che viene valutata tenendo conto di tre diversi contributi: quello legato alla coesione del terreno (c), quello legato al peso del terreno ai lati della fondazione (q) e quello legato all'attrito del terreno (γ). Viene quindi calcolata usando la seguente formula:

$$q_{Rd} = s_c c N_c + s_q q N_q + s_\gamma 0,5 \gamma b N_\gamma$$

dove s sono i fattori di forma, considerati unitari per la fondazione continua, c è il fattore di coesione, q è il peso del terreno a lato della fondazione, pari a $q = \gamma h$ con γ peso specifico del suolo circostante e h altezza del terreno a lato della fondazione, b è la larghezza della fondazione, N_c , N_q e N_γ sono coefficienti che dipendono dall'angolo di attrito del terreno Φ . Nel caso considerato, con terreno non coesivo ghiaioso-sabbioso, con $c = 0$, $\Phi = 35^\circ$, $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$, $b = 140 \text{ cm}$ e $h = 120 \text{ cm}$, q_{Rd} risulterà essere:

s_c	s_q	s_γ	N_c	N_q	N_γ
1,00	1,00	1,00	46,09	33,26	47,09

c	q	h (m)	b (m)	γ (kN/m ³)	q_{Rd} (kN/m ²)
0,00	21,60	1,20	1,40	18,00	1.322,84

La verifica geotecnica finale risulta quindi essere:

p (kN/m)	b (m)	σ_{Ed} (kN/m ²)	q_{Rd} (kN/m ²)	γ_{Rd}	P_{Rd} (kN/m ²)	$\sigma_{Ed} < P_{Rd}$
406,97	1,40	290,69	1.322,84	2,30	575,15	✓

Dove si è considerato:

- p la reazione del terreno prima calcolata;
- b la larghezza della trave di fondazione, posta pari a 1,4 m;
- σ_{Ed} la pressione indotta sul terreno, pari a $\sigma_{Ed} = \frac{p}{b}$;
- q_{Rd} la capacità portante del terreno prima calcolata;
- γ_{Rd} il coefficiente parziale di sicurezza relativo al terreno, pari a $\gamma_{Rd} = 2,30$;

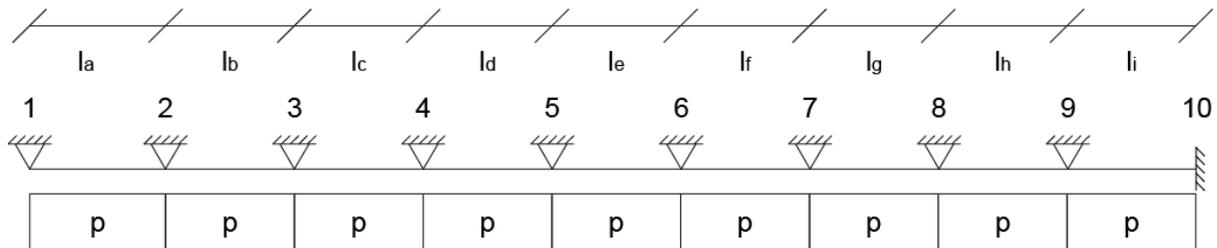
- P_{Rd} la pressione massima che il terreno è in grado di sostenere, pari a

$$P_{Rd} = \frac{q_{Rd}}{\gamma_{Rd}} .$$

6.1.2 Dimensionamento

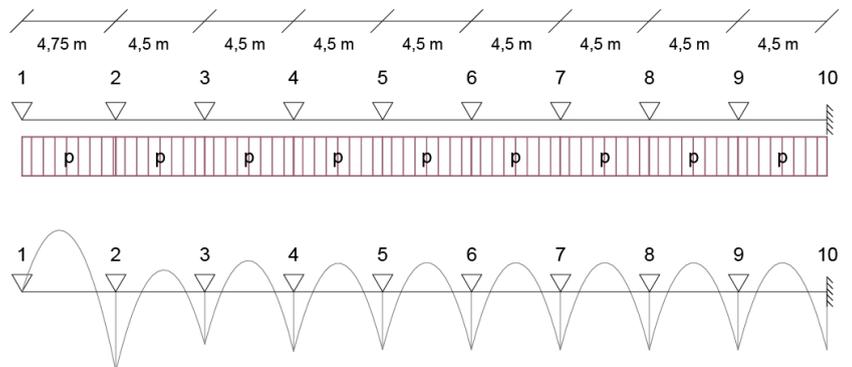
Analisi delle sollecitazioni

La trave può essere schematizzata tramite un'asta vincolata in corrispondenza di pilastri o pareti di controvento, dove si seleziona un vincolo di appoggio nel primo caso e un vincolo di incastro nel secondo. Per la trave presa in esame, si è ipotizzato il seguente schema statico:



A differenza delle travi in elevazione, non è necessario ricorrere all'utilizzo di combinazioni per il calcolo delle massime sollecitazioni a momento, in quando si sta lavorando con la reazione del terreno, che è stata approssimata ad un carico costante.

	<i>kNm</i>
$M_{max} 1$	0,00
$M_{max} a$	-725,89
$M_{max} 2$	940,01
$M_{max} b$	-256,94
$M_{max} 3$	618,90
$M_{max} c$	-368,67
$M_{max} 4$	704,94
$M_{max} d$	-336,76
$M_{max} 5$	681,89
$M_{max} e$	-345,17
$M_{max} 6$	688,07
$M_{max} f$	-342,90



$M_{max} 7$	-686,41
$M_{max} g$	343,51
$M_{max} 8$	686,86
$M_{max} h$	343,35
$M_{max} 9$	-686,73
$M_{max} i$	343,39
$M_{max} 10$	-686,78

Il valore del momento all'appoggio d'estremità risulta essere pari a zero, è quindi necessario stimare il momento sollecitante per tenere in conto un parziale vincolo alla rotazione dato dalla presenza dei pilastri: per farlo, è possibile considerare le aste d'estremità come aste incastrate. Si considera quindi solo il 60% della sollecitazione dei momenti d'incastro, che

viene calcolata come $M_{max} 1 = 60\% \left(\frac{p_a l_a^2}{12} \right) = 459,11 \text{ kNm}$.

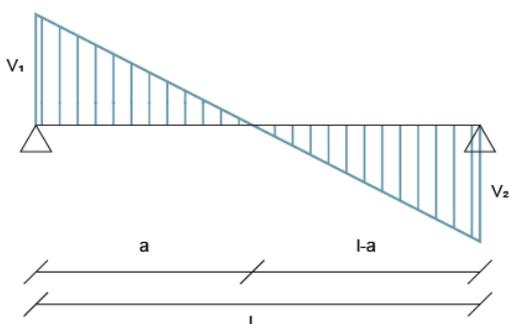
Formule del calcolo dei momenti

Il calcolo dei momenti in appoggio è stato fatto grazie all'equazione dei tre momenti. Se la trave è incastrata ad una o entrambe le estremità, per la risoluzione si può trasformare l'incastro in un doppio appoggio fittizio. La nuova campata deve avere la luce nulla ed essere scarica. Avremo quindi:

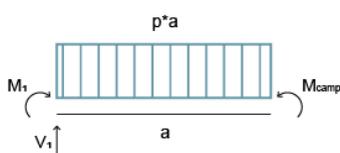
$$\left. \begin{aligned}
 M_1 l_a + 2M_2(l_b + l_a) + M_3 l_b &= -\frac{1}{4}(p_b l_b^3 + p_a l_a^3) \\
 M_2 l_b + 2M_3(l_c + l_b) + M_4 l_c &= -\frac{1}{4}(p_c l_c^3 + p_b l_b^3) \\
 M_3 l_c + 2M_4(l_d + l_c) + M_5 l_d &= -\frac{1}{4}(p_d l_d^3 + p_c l_c^3) \\
 M_4 l_d + 2M_5(l_e + l_d) + M_6 l_e &= -\frac{1}{4}(p_e l_e^3 + p_d l_d^3) \\
 M_5 l_e + 2M_6(l_f + l_e) + M_7 l_f &= -\frac{1}{4}(p_f l_f^3 + p_e l_e^3) \\
 M_6 l_f + 2M_7(l_g + l_f) + M_8 l_g &= -\frac{1}{4}(p_g l_g^3 + p_f l_f^3) \\
 M_7 l_g + 2M_8(l_h + l_g) + M_9 l_h &= -\frac{1}{4}(p_h l_h^3 + p_g l_g^3) \\
 M_8 l_h + 2M_9(l_i + l_h) + M_{10} l_i &= -\frac{1}{4}(p_i l_i^3 + p_h l_h^3) \\
 M_9 l_i + 2M_{10}(l_0 + l_i) + M_0 l_0 &= -\frac{1}{4}(p_0 l_0^3 + p_i l_i^3)
 \end{aligned} \right.$$

ricordandoci che M_0 e l_0 sono nulli, e che il momento all'estremità (M_1) è nullo.

Per il calcolo dei momenti in campata invece, avendo calcolato il taglio grazie all'imposizione dell'equilibrio nello schema statico di una singola campata, dopo aver calcolato il punto in cui il taglio si annulla grazie alla similitudine tra triangoli, siamo capaci di calcolare il momento massimo in campata utilizzando l'equazione di equilibrio alla rotazione sullo schema statico del tratto di campata che va dall'appoggio al punto dove il taglio si annulla. In particolare:



$$V_1 : V_2 = a : (l - a) \Rightarrow a = \frac{V_1 l}{V_2 + V_1}$$



Equilibrio alla rotazione rispetto ad A:

$$M_{camp} - M_1 - V_1 a + \frac{p a^2}{2} = 0$$

$$M_{camp} = M_1 + V_1 a - \frac{p a^2}{2}$$

Dimensionamento armature

	M_{sd} (Nmm)	A_s (mm ²)	$n\Phi$ (mm)	A_s^* (mm ²)
appoggio 1	459110000	1.153,55	6Φ18	1.526,81
appoggio 2	940010000	2.361,84	10Φ18	2.544,69
appoggio 3	618900000	1.555,03	7Φ18	1.781,28
appoggio 4	704940000	1.771,21	8Φ18	2.034,72
appoggio 5	681890000	1.713,30	8Φ18	2.034,72
appoggio 6	688070000	1.728,82	8Φ18	2.034,72
appoggio 7	686410000	1.724,65	8Φ18	2.034,72
appoggio 8	686860000	1.725,78	8Φ18	2.034,72
appoggio 9	686730000	1.725,46	8Φ18	2.034,72
appoggio 10	686780000	1.725,58	8Φ18	2.034,72

campata a	725890000	1.823,85	8Φ18	2.034,72
campata b	256940000	645,58	3Φ18	763,41
campata c	368670000	926,31	4Φ18	1.017,87
campata d	336760000	846,13	4Φ18	1.017,87
campata e	345170000	867,26	4Φ18	1.017,87
campata f	342900000	861,56	4Φ18	1.017,87
campata g	343510000	863,09	4Φ18	1.017,87
campata h	343350000	862,69	4Φ18	1.017,87
campata i	343390000	862,79	4Φ18	1.017,87

Dove si è considerato:

- M_{sd} il momento sollecitante massimo prima calcolato;
- A_s l'area di armatura richiesta, che risulta essere pari a $A_s = \frac{M_{sd}}{z \cdot f_{yd}}$, dove z è il braccio della coppia interna, che si stima essere il 90% dell'altezza utile della sezione d , pari all'altezza della trave diminuita del copriferro netto (25 mm) e del raggio dell'armatura (9 mm), e f_{yd} è la tensione di snervamento di calcolo, che ricordiamo essere pari a $f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2$. L'altezza della trave è stata fissata pari a 1200 mm;
- l'armatura scelta per il tratto di trave indicata con il numero n dei ferri ed il loro diametro Φ ;
- A_s^* l'area effettiva di armatura scelta.

L'armatura viene posizionata all'intradosso o all'estradosso della trave in base al segno dei momenti agenti nel tratto considerato: si posiziona all'intradosso negli appoggi, dove il momento è positivo, mentre si posiziona all'estradosso in campata, dove il momento è negativo.

6.1.3 Verifiche SLU

	A_s^* (mm^2)	M_{Rd} (kNm)	M_{sd} (kNm)	$< M_{Rd}$
appoggio 1	1.526,81	607,67	459,11	✓
appoggio 2	2.544,69	1.012,78	940,01	✓

appoggio 3	1.781,28	708,95	618,90	✓
appoggio 4	2.034,72	809,82	704,94	✓
appoggio 5	2.034,72	809,82	681,89	✓
appoggio 6	2.034,72	809,82	688,07	✓
appoggio 7	2.034,72	809,82	686,41	✓
appoggio 8	2.034,72	809,82	686,86	✓
appoggio 9	2.034,72	809,82	686,73	✓
appoggio 10	2.034,72	809,82	686,78	✓
campata a	2.034,72	809,82	725,89	✓
campata b	763,41	303,84	256,94	✓
campata c	1.017,87	405,11	368,67	✓
campata d	1.017,87	405,11	336,76	✓
campata e	1.017,87	405,11	345,17	✓
campata f	1.017,87	405,11	342,90	✓
campata g	1.017,87	405,11	343,51	✓
campata h	1.017,87	405,11	343,35	✓
campata i	1.017,87	405,11	343,39	✓

Dove si è considerato:

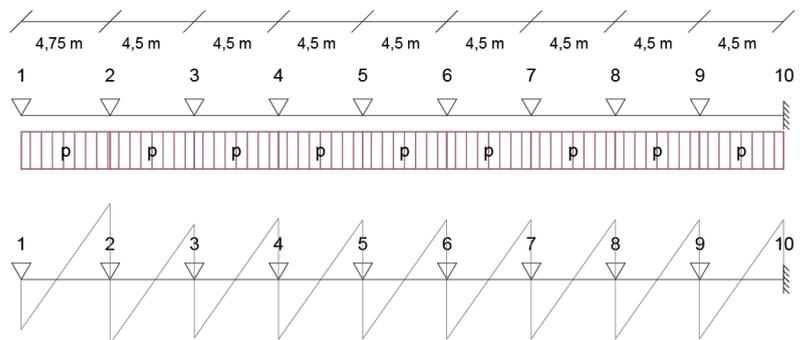
- A_s * l'area effettiva di armatura scelta prima;
- M_{Rd} il momento resistente, pari a $M_{Rd} = A_s^* \cdot 0,9d \cdot f_{yd}$, che dipende quindi dalla quantità di armatura messa;
- M_{sd} il momento sollecitante massimo prima calcolato, che deve risultare minore del momento resistente M_{Rd} .

6.1.4 Verifiche a taglio (SLU)

Analisi delle sollecitazioni

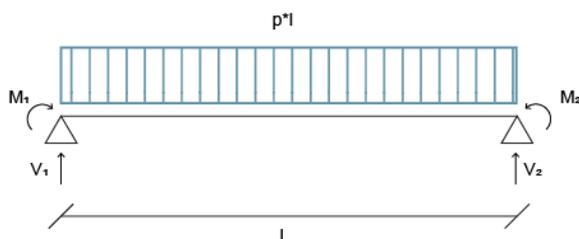
A differenza delle travi in elevazione, non è necessario ricorrere all'utilizzo di combinazioni per il calcolo delle massime sollecitazioni a taglio, in quanto si sta lavorando con la reazione del terreno, che è stata approssimata ad un carico costante.

	kNm
$V_{max} 1$	-768,66
$V_{max} 2 (a)$	1.164,45
$V_{max} 2 (b)$	-987,04
$V_{max} 3 (b)$	844,33
$V_{max} 3 (c)$	-896,56
$V_{max} 4 (c)$	934,80
$V_{max} 4 (d)$	-920,81
$V_{max} 5 (d)$	910,56
$V_{max} 5 (e)$	-914,31
$V_{max} 6 (e)$	917,06
$V_{max} 6 (f)$	-916,05
$V_{max} 7 (f)$	915,31
$V_{max} 7 (g)$	-915,58
$V_{max} 8 (g)$	915,78
$V_{max} 8 (h)$	-915,71
$V_{max} 9 (h)$	915,66
$V_{max} 9 (i)$	-915,67
$V_{max} 10$	915,69



Formule del calcolo dei tagli

Per il calcolo del taglio è necessario imporre l'equilibrio nello schema statico di una singola campata, in particolare:



$$\begin{cases} V_1 + V_2 - pl = 0 \\ -V_2 l + \frac{pl^2}{2} + M_1 + M_2 = 0 \end{cases}$$

Verifiche a taglio per elementi dotati di specifica armatura d'anima

Nelle travi vengono inserite specifiche armature trasversali per resistere a taglio, bisogna quindi verificare la resistenza a taglio-trazione delle staffe (V_{Rsd}) e a taglio-compressione del calcestruzzo (V_{Rcd}). Il taglio resistente è pari al minore dei due.

	staffe	A_{Sw} (mm ²)	s (mm)	$ctg\theta_{eq}$	$ctg\theta$	V_{Rsd} (kN)	V_{Rcd} (kN)	V_{Rd} (kN)	V_{Sd} (kN)	V_{Rd} > V_{Sd}
appoggio 1	Φ10 a 2 braccia	157,10	150	3,23	2,50	1.042,09	1.495,26	1.042,09	-768,66	✓
appoggio 2 (a)	Φ10 a 2 braccia	157,01	100	2,63	2,50	1.563,14	1.495,26	1.495,26	1164,45	✓
appoggio 2 (b)	Φ10 a 2 braccia	157,10	150	3,23	2,50	1.042,09	1.495,26	1.042,09	-987,04	✓
appoggio 3 (b)	Φ10 a 2 braccia	157,10	150	3,23	2,50	1.042,09	1.495,26	1.042,09	844,33	✓
appoggio 3 (c)	Φ10 a 2 braccia	157,10	150	3,23	2,50	1.042,09	1.495,26	1.042,09	-896,56	✓
appoggio 4 (c)	Φ10 a 2 braccia	157,10	150	3,23	2,50	1.042,09	1.495,26	1.042,09	934,8	✓
appoggio 4 (d)	Φ10 a 2 braccia	157,10	150	3,23	2,50	1.042,09	1.495,26	1.042,09	-920,81	✓
appoggio 5 (d)	Φ10 a 2 braccia	157,10	150	3,23	2,50	1.042,09	1.495,26	1.042,09	910,56	✓
appoggio 5 (e)	Φ10 a 2 braccia	157,10	150	3,23	2,50	1.042,09	1.495,26	1.042,09	-914,31	✓
appoggio 6 (e)	Φ10 a 2 braccia	157,10	150	3,23	2,50	1.042,09	1.495,26	1.042,09	917,06	✓
appoggio 6 (f)	Φ10 a 2 braccia	157,10	150	3,23	2,50	1.042,09	1.495,26	1.042,09	-916,05	✓
appoggio 7 (f)	Φ10 a 2 braccia	157,10	150	3,23	2,50	1.042,09	1.495,26	1.042,09	915,31	✓
appoggio 7 (g)	Φ10 a 2 braccia	157,10	150	3,23	2,50	1.042,09	1.495,26	1.042,09	-915,58	✓
appoggio 8 (g)	Φ10 a 2 braccia	157,1	150	3,23	2,50	1.042,09	1.495,26	1.042,09	915,78	✓
appoggio 8 (h)	Φ10 a 2 braccia	157,10	150	3,23	2,50	1.042,09	1.495,26	1.042,09	-915,71	✓
appoggio 9 (h)	Φ10 a 2 braccia	157,10	150	3,23	2,50	1.042,09	1.495,26	1.042,09	915,66	✓
appoggio 9 (i)	Φ10 a 2 braccia	157,10	150	3,23	2,50	1.042,09	1.495,26	1.042,09	-915,67	

appoggio 10	Φ10 a 2 braccia	157,10	150	3,23	2,50	1.042,09	1.495,26	1.042,09	915,69	
----------------	--------------------	--------	-----	------	------	----------	----------	----------	--------	--

Dove si è considerato:

- le staffe inserite e il loro diametro Φ ;
- A_{Sw} l'area trasversale delle staffe scelte;
- s il passo tra le staffe, che per le NTC 2018 deve risultare inferiore all'80% dell'altezza utile della sezione d , inferiore di 500 mm (si prende la condizione più sfavorevole tra le due appena citate), maggiore di 50 mm, e $\frac{A_{Sw}}{s} > 1,5b$, dove b è la larghezza dell'anima della trave già prima determinata. In questo caso specifico, abbiamo $s < 0,8d = 904,8$ mm, $s < 500$ mm e $\frac{A_{Sw}}{s} = 1047,33 > 1,5b = 900$ nel caso di $s = 150$ mm, mentre $\frac{A_{Sw}}{s} = 1571,00 > 1,5b = 900$ nel caso di $s = 100$ mm;
- $ctg\theta_{eq}$ il valore della cotangente dell'angolo θ_{eq} , che determina l'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo compresso nel traliccio isostatico di Morsch, pari a $ctg\theta_{eq} = \sqrt{\frac{sb0,5f_{cd}}{A_{sw}f_{yd}}}$, dove s è il passo delle staffe prima determinato, b è la larghezza della trave, $0,5f_{cd}$ è la resistenza di calcolo del calcestruzzo ridotta del 50% per tener conto del fatto che il puntone compresso di calcestruzzo è inclinato, ricordandoci che $f_{cd} = 14,2 N/mm^2$, A_{Sw} è l'area trasversale delle staffe e f_{yd} è la tensione di snervamento dell'acciaio di calcolo, che ricordiamo essere $f_{yd} = 391 N/mm^2$;
- $ctg\theta$ è il valore della cotangente di θ scelto, tenendo conto del fatto che $1 \leq ctg\theta \leq 2,5$, in questo caso considerato che $ctg\theta_{eq}$ è un valore superiore al 2,5, si sceglie $ctg\theta = 2,5$;
- V_{Rsd} la resistenza a taglio-trazione delle staffe, pari a $V_{Rsd} = \frac{A_{Sw}}{s}zf_{yd} * \sin\alpha(ctg\alpha + ctg\theta)$, dove A_{Sw} è l'area trasversale delle staffe, s è il passo delle staffe prima determinato, z è il braccio della coppia interna, f_{yd} è la tensione di snervamento dell'acciaio di calcolo pari a $f_{yd} = 391 N/mm^2$, α è l'angolo di inclinazione dell'armatura trasversale, pari a 90° nel caso delle staffe, e $ctg\theta$ è il valore della cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo compressi prima calcolato; essendo $\alpha = 90^\circ$, la formula può essere ulteriormente sviluppata, e diventa quindi $V_{Rsd} = \frac{A_{Sw}}{s}zf_{yd} * ctg\theta$;

- V_{Rcd} la resistenza a taglio-compressione del calcestruzzo, pari a $V_{Rcd} = bz * 0,5f_{cd} * \sin^2\theta(ctg\alpha + ctg\theta)$, dove b è la larghezza della trave, z è il braccio della coppia interna, $0,5f_{cd}$ è la resistenza di calcolo del calcestruzzo ridotta del 50% per tener conto del fatto che il puntone compresso di calcestruzzo è inclinato, ricordandoci che $f_{cd} = 14,2 N/mm^2$, θ è l'inclinazione del puntone compresso di calcestruzzo e α è l'angolo di inclinazione dell'armatura trasversale, pari a 90° nel caso delle staffe; essendo $\alpha = 90^\circ$, la formula può essere ulteriormente sviluppata, e diventa quindi $V_{Rcd} = bz * 0,5f_{cd} \frac{ctg\theta}{1+ctg\theta}$;
- V_{Rd} è il taglio resistente, pari al minore tra V_{Rsd} e V_{Rcd} ; in questo caso il taglio resistente minore risulta essere quello associato alle staffe in tutti gli appoggi tranne che nell'appoggio 2 (a), dove è minore il taglio resistente associato al calcestruzzo;
- V_{Sd} il taglio sollecitante precedentemente calcolato, che deve risultare inferiore al V_{Rd} taglio resistente.

6.3 Travi di collegamento T_A-D 4

6.3.1 Dimensionamento

È necessario contenere gli spostamenti relativi tra gli elementi di fondazione, che siano essi plinti o travi rovesce, unendoli ad esempio con travi di collegamento in grado di assorbire gli sforzi assiali indotti da tali spostamenti. Tale azione assiale può essere stimata come il 10% di N_k , dove N_k è l'azione assiale trasmessa dal pilastro in fondazione.

N_k (kN)	A_s (mm ²)	$n\Phi$ (mm)	A_s^* (mm ²)	$a \times b$ (cm)
1.216,85	311,21	4Φ14	615,75	50x50

Dove si è considerato:

- N_k l'azione assiale proveniente dai pilastri in fondazione;
- A_s l'area dell'armatura longitudinale, pari a $A_s = \frac{10\%N_k}{f_{yd}}$, dove N_k è l'azione assiale prima definita e f_{yd} è la tensione di snervamento di calcolo, che ricordiamo essere pari a $f_{yd} = 391 N/mm^2$;
- l'armatura scelta per il tratto di trave indicata con il numero n dei ferri ed il loro diametro Φ ;
- A_s^* l'area effettiva di armatura scelta;

- a x b le dimensioni effettive scelte per il tratto di trave, pari a 50 x 50 cm in modo tale da avere la stessa altezza dello zoccolo della trave di fondazione.

Il passo delle staffe nella trave di collegamento deve essere inferiore o uguale a 12 volte il diametro dell'armatura longitudinale scelta, e in ogni caso deve risultare inferiore a 250 mm. In questo caso, avremo che $s \leq 12\phi = 168 \text{ mm}$, dunque $s = 150 \text{ mm}$. Il diametro della staffa stessa invece deve risultare maggiore o uguale ad un quarto del diametro dell'armatura longitudinale scelta, e in ogni caso superiore a 6 mm. In questo caso, avremo che $\phi_s \geq \frac{\phi}{4} = 3,5 \text{ mm}$, dunque $\phi_s = 10 \text{ mm}$.