

Capitolo 1

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E DEI MATERIALI

1.1 Caratteristiche geometriche

Le caratteristiche geometriche del telaio sono ricavabili dalla traccia dell'esercitazione progettuale, avendo posto $N = 8$ e $C = 8$:

$$L_1 = 4.50 + 0.10 \times N - 0.10 \times C = 4.50m$$

$$L_2 = 5.00 + 0.10 \times N - 0.10 \times C = 5.00m$$

$$H = 3.50m$$

1.2 Caratteristiche dei materiali

I materiali che saranno utilizzati per la realizzazione del telaio saranno:

- Calcestruzzo, sia $R_{ck}=250 \text{ kg/cm}^2$
- Acciaio **FeB38K** (controllato)

per i quali si possono calcolare le seguenti resistenze di progetto:

- Calcestruzzo: $f_{cd}=129.70 \text{ kg/cm}^2$; $f'_{cd}=110 \text{ kg/cm}^2$; $f'_{ctd}=10.07 \text{ kg/cm}^2$
- Acciaio: $f_{sd}=3304 \text{ kg/cm}^2$

1.3 Il metodo degli stati limite e l'attuale normativa

Con l'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri del 20 marzo 2003, n. 3274 e le successive “**Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici**”, si è definitivamente abbandonato il metodo delle tensioni ammissibili e pertanto anche a norma di legge il metodo degli stati limite rappresenta di fatto un valido strumento di progettazione e verifica delle strutture.

Pertanto nello spirito di confrontarsi con le già citate nuove norme, il progetto del telaio sarà realizzato seguendo l'approccio del metodo agli stati limite.

In particolare si fa notare come l'intento sia stato quello di realizzare una struttura così detta “ad alta duttilità”, caratterizzata cioè da una gerarchia di resistenze tra i singoli elementi costituenti il telaio, e dall'aver accordato la preferenza a taluni meccanismi di crisi piuttosto che ad altri.

Nel prosieguo comunque si farà esplicitamente notare lo spirito e le procedure con cui sono stati progettati e verificati travi e pilastri, rimandando in ogni caso per ulteriori chiarimenti alla normativa di cui si è già detto.

In ogni caso si ricorda che le normative di riferimento sono le seguenti:

- **D.M. 16-01-1996** *Criteria generali per la verifica della sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi;*
- **Circolare M. LL.PP. 4/07/1996** *Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica della sicurezza delle costruzioni e dei carichi di cui al D.M. 16-01-1996*
- *Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici.*

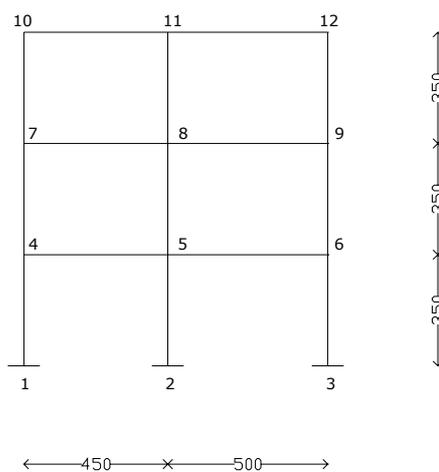
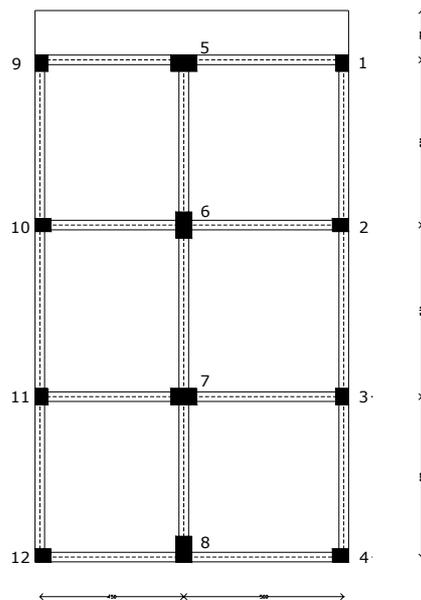


Fig. 1 - Schema della carpenteria e del telaio da realizzare

Capitolo 2

PREDIMENSIONAMENTO DI TRAVI E PILASTRI

2.1 Progetto della sezione delle travi

Come si può notare dallo schema della carpenteria, il telaio oggetto di studio è quello individuato dai pilastri 3-7-11. La scelta è ricaduta su questo telaio in quanto si ritiene che sia quello maggiormente gravato dal solaio: i calcoli sono stati omessi in quanto il solaio è stato progettato alle tensioni ammissibili e non è possibile stabilire una corrispondenza diretta tra tensioni ammissibili e stati limite. In linea di principio sarebbe stato necessario progettare il solaio agli stati limite e valutare effettivamente quale telaio risultava maggiormente caricato.

Fatta questa premessa, si riportano di seguito i dati necessari al progetto delle travi:

- G_k solaio tipo: 552 kg/mq
- G_k solaio copertura: 452 kg/mq
- Q_k accidentali: 200 kg/mq

Per il progetto della sezione delle travi si è proceduto schematizzando i pilastri come appoggi e ottenendo quindi una trave continua a due campate.

I carichi gravanti sulla trave sono stati ottenuti ammettendo che il peso del sovrastante solaio si scarichi sulla trave; in realtà l'area del solaio alla quale si fa riferimento viene amplificata da un coefficiente di continuità. L'utilizzo del coefficiente è dettato dalla considerazione che le reazioni vincolari degli appoggi in una trave continua tendono ad essere funzione della posizione dell'appoggio stesso. L'appoggio centrale di una trave a due campate ad esempio, offre una reazione pari a $1.25 \cdot q_l/2$, che è appunto 1.25 volte più grande della reazione vincolare in assenza di continuità.

In definitiva saranno introdotti anche nel prosieguo due coefficienti di continuità e cioè:

- C_4 , pari a 1.15 (schema su quattro appoggi; appoggi centrali)
- C_1 , pari a 1 (schema su quattro appoggi; appoggi esterni)
- C_3 , pari a 1.25 (schema su tre appoggi; appoggio centrale)

In definitiva la trave continua è stata progettata con i seguenti carichi:

$$G_k = 552 \cdot \frac{5.05 + 5.40}{2} \cdot 1.15 + 450 = 3767 \text{ kg/m}$$

$$Q_k = 200 \cdot \frac{5.05 + 5.40}{2} \cdot 1.15 = 1202 \text{ kg/m}$$

avendo ipotizzato un peso proprio della trave pari a 450 kg/m (equivalente a quello di una sezione 30x60).

La combinazione di carico alla quale si fa riferimento per il predimensionamento, sia per i pilastri che per le travi, è quella di soli carichi verticali, il che implica che il carico di progetto è pari a:

$$Q_d = 1.4 \cdot G_k + 1.5 \cdot Q_k = 7077 \text{ kg/m}$$

Risolvendo lo schema di trave continua (si veda la pagina seguente) segue che:

$$|M|_{\min} = 20.125 \text{ tm}$$

Ipotizzando una base b pari a 30 cm, e nell'ipotesi di garantire una buona duttilità della sezione con asse neutro adimensionalizzato posto pari a 0.25, la progettazione tabellare porge:

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$\xi = 0.25$$

$$f_{cd} = 110 \text{ kg/cm}^2$$

$\rho = 0$ (si ammetta cioè di progettare a semplice armatura)

$$r_u = 0.2302$$

$$\text{da cui essendo } h = r_u \sqrt{\frac{M}{b}} = 59.62 \text{ cm}$$

si assumerà per tutte le travi una sezione con $b = 30 \text{ cm}$, $h = 60 \text{ cm}$. (Si noti che questo predimensionamento risulta sufficientemente cautelativo, soprattutto per la trave di copertura, soggetta a carichi minori).

2.2 Analisi dei carichi sui pilastri

I pilastri verranno progettati in prima approssimazione a sforzo normale centrato; i carichi ai quali si è fatto riferimento sono i seguenti:

Per il 3° ordine:

- Qneve = 100 kg/mq
- Gk solaio = 452 kg/mq
- Gk travi = 450 kg/m

Per il 1° e il 2° ordine:

- Qk = 200 kg/mq
- Gk solaio = 552 kg/mq
- Gk tamponature = 250 kg/mq
- Gk travi = 450 kg/m

Pilastri del 3° ordine

Pilastro 2-5-8-11

$$\text{Peso solaio: } G_k = 452 \cdot \left(\frac{5.00 + 4.50}{2} \right) \cdot \left(\frac{5.05 + 5.40}{2} \right) \cdot 1.15 \cdot 1.25 = 16126 \text{ kg}$$

$$\text{Trave 3-7-11: } G_k = 450 \cdot \left(\frac{5.05 + 5.40}{2} \right) \cdot 1.15 = 2704 \text{ kg}$$

$$\text{Trave 1-2-3-4: } G_k = 450 \cdot \left(\frac{5.00 + 4.50}{2} \right) \cdot 1.25 = 2672 \text{ kg}$$

Inoltre ipotizzando una sezione 30x40 del pilastro segue un peso proprio stimabile come:

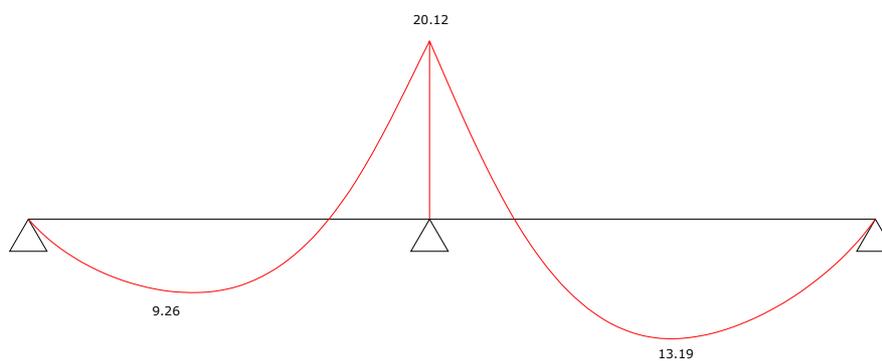


Fig.2 - Schema della trave continua adottato per il predimensionamento delle travi e diagramma del momento flettente (Momenti espressi in tm).

Peso proprio pilastro: $G_k = 0.3 \cdot 0.4 \cdot 2500 \cdot 3.50 = 1050kg$

Carico accidentale: $Q_k = 100 \cdot \left(\frac{5.00 + 4.50}{2}\right) \cdot \left(\frac{5.05 + 5.40}{2}\right) \cdot 1.15 \cdot 1.25 = 3568kg$

Si può calcolare quindi lo sforzo normale gravante sul pilastro dalla combinazione di soli carichi verticali (il coefficiente 0.7 è presente il quanto la copertura si ritiene non praticabile):

$$N_d = 1.4 \cdot G_k + 1.5 \cdot 0.7 \cdot Q_k = 35320kg$$

Pilastro 3-6-9-12

Peso solaio: $G_k = 452 \cdot \left(\frac{5.00}{2}\right) \cdot \left(\frac{5.05 + 5.40}{2}\right) \cdot 1 \cdot 1.15 = 6790kg$

Trave 3-7-11: $G_k = 450 \cdot \left(\frac{5.00}{2}\right) \cdot 1 = 1125kg$

Trave 1-2-3-4: $G_k = 450 \cdot \left(\frac{5.05 + 5.40}{2}\right) \cdot 1.15 = 2704kg$

Peso proprio pilastro: $G_k = 0.3 \cdot 0.4 \cdot 2500 \cdot 3.50 = 1050kg$

Carico accidentale: $Q_k = 100 \cdot \left(\frac{5.00}{2}\right) \cdot \left(\frac{5.05 + 5.40}{2}\right) \cdot 1.15 \cdot 1 = 1502kg$

Da cui segue:

$$N_d = 1.4 \cdot G_k + 1.5 \cdot 0.7 \cdot Q_k = 17914kg$$

Pilastro 1-4-7-10

Peso solaio: $G_k = 452 \cdot \left(\frac{4.50}{2}\right) \cdot \left(\frac{5.05 + 5.40}{2}\right) \cdot 1 \cdot 1.15 = 6111kg$

Trave 3-7-11: $G_k = 450 \cdot \left(\frac{4.50}{2}\right) \cdot 1 = 1012kg$

Trave 1-2-3-4: $G_k = 450 \cdot \left(\frac{5.05 + 5.40}{2}\right) \cdot 1.15 = 2704kg$

Peso proprio pilastro: $G_k = 0.3 \cdot 0.4 \cdot 2500 \cdot 3.50 = 1050kg$

Carico accidentale: $Q_k = 100 \cdot \left(\frac{4.50}{2}\right) \cdot \left(\frac{5.05 + 5.40}{2}\right) \cdot 1 \cdot 1.15 = 1352kg$

Da cui segue:

$$N_d = 1.4 \cdot G_k + 1.5 \cdot 0.7 \cdot Q_k = 16647kg$$

Pilastri del 2° ordine

Pilastro 2-5-8-11

$$\text{Peso solaio: } G_k = 552 \cdot \left(\frac{5.00 + 4.50}{2} \right) \cdot \left(\frac{5.05 + 5.40}{2} \right) \cdot 1.15 \cdot 1.25 = 19694kg$$

$$\text{Trave 3-7-11: } G_k = 450 \cdot \left(\frac{5.05 + 5.40}{2} \right) \cdot 1.15 = 2704kg$$

$$\text{Trave 1-2-3-4: } G_k = 450 \cdot \left(\frac{5.00 + 4.50}{2} \right) \cdot 1.25 = 2672kg$$

Inoltre ipotizzando una sezione 40x70 del pilastro si ha:

$$\text{Peso proprio pilastro: } G_k = 0.4 \cdot 0.7 \cdot 2500 \cdot 3.50 = 2450kg$$

$$\text{Carico accidentale: } Q_k = 200 \cdot \left(\frac{5.00 + 4.50}{2} \right) \cdot \left(\frac{5.05 + 5.40}{2} \right) \cdot 1.15 \cdot 1.25 = 7135kg$$

$$\text{Sforzo normale trasmesso dal 3° ordine: } N_{trasmesso} = 35320kg$$

Per cui in conclusione si ha:

$$N_d = 1.4 \cdot G_k + 1.5 \cdot Q_k + N_{trasmesso} = 84550kg$$

Pilastro 3-6-9-12

$$\text{Peso solaio: } G_k = 552 \cdot \left(\frac{5.00}{2} \right) \cdot \left(\frac{5.05 + 5.40}{2} \right) \cdot 1 \cdot 1.15 = 8292kg$$

$$\text{Trave 3-7-11: } G_k = 450 \cdot \left(\frac{5.00}{2} \right) \cdot 1 = 1125kg$$

$$\text{Trave 1-2-3-4: } G_k = 450 \cdot \left(\frac{5.05 + 5.40}{2} \right) \cdot 1.15 = 2704kg$$

$$\text{Peso proprio pilastro: } G_k = 0.3 \cdot 0.4 \cdot 2500 \cdot 3.50 = 1050kg$$

$$\text{Peso delle tamponature: } G_k = 250 \cdot \left(\frac{5.50 + 5.40}{2} \right) \cdot 3.50 = 4571kg$$

$$\text{Carico accidentale: } Q_k = 200 \cdot \left(\frac{5.00}{2}\right) \cdot \left(\frac{5.05 + 5.40}{2}\right) \cdot 1.15 \cdot 1 = 3004kg$$

$$\text{Sforzo normale trasmesso dal 3° ordine: } N_{trasmesso} = 17914kg$$

$$N_d = 1.4 \cdot G_k + 1.5 \cdot Q_k + N_{trasmesso} = 47259kg$$

Pilastro 1-4-7-10

$$\text{Peso solaio: } G_k = 552 \cdot \left(\frac{4.50}{2}\right) \cdot \left(\frac{5.05 + 5.40}{2}\right) \cdot 1 \cdot 1.15 = 7463kg$$

$$\text{Trave 3-7-11: } G_k = 450 \cdot \left(\frac{4.50}{2}\right) \cdot 1 = 1012kg$$

$$\text{Trave 1-2-3-4: } G_k = 450 \cdot \left(\frac{5.05 + 5.40}{2}\right) \cdot 1.15 = 2704kg$$

$$\text{Peso proprio pilastro: } G_k = 0.3 \cdot 0.4 \cdot 2500 \cdot 3.50 = 1050kg$$

$$\text{Peso delle tamponature: } G_k = 250 \cdot \left(\frac{5.50 + 5.40}{2}\right) \cdot 3.50 = 4571kg$$

$$\text{Carico accidentale: } Q_k = 200 \cdot \left(\frac{4.50}{2}\right) \cdot \left(\frac{5.05 + 5.40}{2}\right) \cdot 1 \cdot 1.15 = 2704kg$$

$$\text{Sforzo normale trasmesso dal 3° ordine: } N_{trasmesso} = 16647kg$$

$$N_d = 1.4 \cdot G_k + 1.5 \cdot Q_k + N_{trasmesso} = 39332kg$$

Pilastri del 1° ordine

Pilastro 2-5-8-11

$$\text{Peso solaio: } G_k = 552 \cdot \left(\frac{5.00 + 4.50}{2}\right) \cdot \left(\frac{5.05 + 5.40}{2}\right) \cdot 1.15 \cdot 1.25 = 19694kg$$

$$\text{Trave 3-7-11: } G_k = 450 \cdot \left(\frac{5.05 + 5.40}{2}\right) \cdot 1.15 = 2704kg$$

$$\text{Trave 1-2-3-4: } G_k = 450 \cdot \left(\frac{5.00 + 4.50}{2}\right) \cdot 1.25 = 2672kg$$

$$\text{Peso proprio pilastro: } G_k = 0.4 \cdot 0.7 \cdot 2500 \cdot 3.50 = 2450kg$$

$$\text{Carico accidentale: } Q_k = 200 \cdot \left(\frac{5.00 + 4.50}{2} \right) \cdot \left(\frac{5.05 + 5.40}{2} \right) \cdot 1.15 \cdot 1.25 = 7135 \text{ kg}$$

$$\text{Sforzo normale trasmesso dal 2° ordine: } N_{\text{trasmesso}} = 84550 \text{ kg}$$

Per cui in conclusione si ha:

$$N_d = 1.4 \cdot G_k + 1.5 \cdot Q_k + N_{\text{trasmesso}} = 133780 \text{ kg}$$

Pilastro 3-6-9-12

$$\text{Peso solaio: } G_k = 552 \cdot \left(\frac{5.00}{2} \right) \cdot \left(\frac{5.05 + 5.40}{2} \right) \cdot 1 \cdot 1.15 = 8292 \text{ kg}$$

$$\text{Trave 3-7-11: } G_k = 450 \cdot \left(\frac{5.00}{2} \right) \cdot 1 = 1125 \text{ kg}$$

$$\text{Trave 1-2-3-4: } G_k = 450 \cdot \left(\frac{5.05 + 5.40}{2} \right) \cdot 1.15 = 2704 \text{ kg}$$

$$\text{Peso proprio pilastro: } G_k = 0.3 \cdot 0.4 \cdot 2500 \cdot 3.50 = 1050 \text{ kg}$$

$$\text{Peso delle tamponature: } G_k = 250 \cdot \left(\frac{5.50 + 5.40}{2} \right) \cdot 3.50 = 4571 \text{ kg}$$

$$\text{Carico accidentale: } Q_k = 200 \cdot \left(\frac{5.00}{2} \right) \cdot \left(\frac{5.05 + 5.40}{2} \right) \cdot 1.15 \cdot 1 = 3004 \text{ kg}$$

$$\text{Sforzo normale trasmesso dal 2° ordine: } N_{\text{trasmesso}} = 47259 \text{ kg}$$

$$N_d = 1.4 \cdot G_k + 1.5 \cdot Q_k + N_{\text{trasmesso}} = 76604 \text{ kg}$$

Pilastro 1-4-7-10

$$\text{Peso solaio: } G_k = 552 \cdot \left(\frac{4.50}{2} \right) \cdot \left(\frac{5.05 + 5.40}{2} \right) \cdot 1 \cdot 1.15 = 7463 \text{ kg}$$

$$\text{Trave 3-7-11: } G_k = 450 \cdot \left(\frac{4.50}{2} \right) \cdot 1 = 1012 \text{ kg}$$

$$\text{Trave 1-2-3-4: } G_k = 450 \cdot \left(\frac{5.05 + 5.40}{2} \right) \cdot 1.15 = 2704 \text{ kg}$$

$$\text{Peso proprio pilastro: } G_k = 0.3 \cdot 0.4 \cdot 2500 \cdot 3.50 = 1050 \text{ kg}$$

$$\text{Peso delle tamponature: } G_k = 250 \cdot \left(\frac{5.50 + 5.40}{2} \right) \cdot 3.50 = 4571 \text{kg}$$

$$\text{Carico accidentale: } Q_k = 200 \cdot \left(\frac{4.50}{2} \right) \cdot \left(\frac{5.05 + 5.40}{2} \right) \cdot 1 \cdot 1.15 = 2704 \text{kg}$$

$$\text{Sforzo normale trasmesso dal 2° ordine: } N_{\text{trasmesso}} = 39332 \text{kg}$$

$$N_d = 1.4 \cdot G_k + 1.5 \cdot Q_k + N_{\text{trasmesso}} = 66908 \text{kg}$$

2.3 Progetto della sezione dei pilastri

L'equazione che sottende la progettazione è:

$$\psi \xi = \nu_u = \frac{N_d}{b h f'_{cd}} \quad \text{da cui impostando il valore della base } b \text{ si ottiene l'altezza } h = \frac{N_d}{b f'_{cd}} \cdot \frac{1}{\psi \xi}$$

Pilastro 2-5-8-11

Sia $b=50$ cm

$\xi=0.40$ per garantire una buona duttilità

$$\text{segue: } h = \frac{133780}{50 \cdot 110} \cdot \frac{1}{0.8 \cdot 0.4} = 76 \text{cm}$$

per cui in definitiva si sceglierà un pilastro di 50x80cm.

Pilastro 3-6-9-12

Sia $b=40$ cm

$\xi=0.40$

$$\text{segue: } h = \frac{76604}{40 \cdot 110} \cdot \frac{1}{0.8 \cdot 0.4} = 54.50 \text{cm}$$

Si adotterà una sezione 40x50, a parziale discapito dell'asse neutro che risulterà un po' più profondo ($\xi=0.435$).

Pilastro 1-4-7-10

Sia $b=40$ cm

$\xi=0.40$

$$\text{segue: } h = \frac{66908}{40 \cdot 110} \cdot \frac{1}{0.8 \cdot 0.4} = 47.51 \text{cm}$$

e quindi anche questo pilastro avrà sezione 40x50.

Per quanto attiene alla disposizione dei pilastri in pianta, si rimanda alla carpenteria allegata. La disposizione adottata tiene conto dell'esigenza di garantire un'adeguata rigidità per tutti i telai costituenti l'edificio senza privilegiare una particolare direzione. Questo fa sì che in caso di sisma nel complesso tutti i telai siano in grado di opporsi efficacemente alle sollecitazioni che dovessero generarsi. Chiaramente per gli altri telai non sono stati svolti né calcoli né predimensionamenti, per cui le sezioni dei pilastri devono ritenersi puramente indicative.

Capitolo 3

SCHEMI DI CARICO E CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

3.1 Schemi di carico

Le sollecitazioni che possono interessare il telaio sono essenzialmente di tre tipi:

- Carichi permanenti
- Carichi accidentali
- Forze sismiche;

evidentemente i primi rientrano nella categoria dei carichi verticali, mentre le forze sismiche sono di tipo orizzontale, e soprattutto diverse sono le sollecitazioni che queste provocano nel telaio.

Il metodo degli stati limite, che tra l'altro è basato sull'assunzione di diversi coefficienti moltiplicativi dei carichi (o riduttivi per le resistenze dei materiali) ci porta in definitiva a considerare tre diverse possibili combinazioni di carico che possono interessare la struttura e cioè:

- Carichi puramente verticali
- Carichi verticali + Forze sismiche
- Carichi verticali - Forze sismiche (dove col segno meno si intende convenzionalmente che le forze sono uguali e contrarie rispetto al caso precedente).

Scopo del presente capitolo è pertanto quello di definire i carichi agenti sul telaio e di riassumere tutte le possibili sollecitazioni, conducendo un'analisi lineare attraverso il metodo degli spostamenti.

3.2 Analisi dei carichi sul telaio

3.2.1 Carichi verticali

I carichi agenti sul telaio possono essere schematizzati come segue:

- Peso del solaio sulla trave 3-7-11
- Peso proprio della trave 3-7-11
- Carichi accidentali sulla trave 3-7-11

Ne discende:

3° impalcato

$$\text{Peso solaio: } G_k = 452 \cdot \left(\frac{5.05 + 5.40}{2} \right) \cdot 1.15 = 2266 \text{ kg/m}$$

Peso proprio della trave: 450 kg/m

$$\text{Carichi accidentali: } Q_k = 100 \cdot \left(\frac{5.05 + 5.40}{2} \right) \cdot 1.15 = 601 \text{ kg/m}$$

Per cui ricapitolando per questo impalcato:

$$G_k = 2716 \text{ kg/m}$$

$$Q_k = 601 \text{ kg/m}$$

1° e 2° impalcato

$$\text{Peso solaio: } G_k = 552 \cdot \left(\frac{5.05 + 5.40}{2} \right) \cdot 1.15 = 2867 \text{ kg/m}$$

Peso proprio della trave: 450 kg/m

$$\text{Carichi accidentali: } Q_k = 200 \cdot \left(\frac{5.05 + 5.40}{2} \right) \cdot 1.15 = 1202 \text{ kg/m}$$

Per cui in definitiva:

$$G_k = 3317 \text{ kg/m}$$

$$Q_k = 1202 \text{ kg/m}$$

3.2.2 Calcolo della forza sismica

Per il calcolo dell'azione sismica che figurerà nelle combinazioni di carico è necessario riferirsi alla già citata normativa in materia di costruzioni in zona sismica in c.a. ed acciaio. Tale normativa porge:

$$F_h = S_d(T_1) W \frac{\lambda}{g}$$

dove l'azione sismica F_h è funzione di

- T_1 , periodo dell'oscillazione dell'edificio
- $S_d(T_1)$, ordinata dello spettro di risposta del progetto
- W , peso totale dei piani
- λ , coefficiente che vale 0.85 per edifici maggiori di 3 piani e $T_1 < 2T_c$ e 1 in tutti gli altri casi.

Il periodo T_1 si può ricavare per costruzioni inferiori ai 40m di altezza e in via approssimativa dalla relazione:

$$T_1 = C_1 H^{3/4}$$

dove

- C_1 è un coefficiente tabellato in funzione del tipo di struttura (e che vale 0.085 per un telaio in c.a.)

- H è l'altezza dell'edificio in metri,

pertanto nel nostro caso $T_1=0.4375$.

A seconda del tipo di suolo su cui è costruito l'edificio la normativa prevede differenti formule per il calcolo di S_d ; nel nostro caso ipotizzando un suolo di fondazione di tipo "C" (sabbie e ghiaie mediamente addensate) la formula per il calcolo dell'ordinata dello spettro è data da:

$$S_d = a_g S \frac{2.5}{q}$$

in cui figurano

- a_g , che nel nostro caso (Zona sismica 2) è pari a 0.25g
- S (funzione del tipo di suolo) pari a 1.25
- q fattore di struttura, che in mancanza di studi approfonditi si assumerà pari a 4

Si ha pertanto che $S_d=1.916$

A questo punto è necessario calcolare il peso W dei piani; la normativa prevede che tale calcolo venga effettuato con la formula seguente:

$$W = G_K + \sum_i \psi_{Ei} \phi_i \cdot Q_{Ki}$$

Si noti quindi che i carichi permanenti non sono amplificati; inoltre i carichi accidentali sono ridotti dai coefficienti ψ e ϕ , variabili a seconda dello stato limite che si sta considerando (nel nostro caso stato limite ultimo), dell'importanza dell'edificio e del piano.

Si riportano di seguito i passaggi salienti del calcolo:

A_{solaio} : 149 mq

A_{sbalzo} : 15 mq

Peso solaio tipo: 552 kg/mq

Peso solaio sbalzo: 407 kg/mq

Peso solaio copertura: 452 kg/mq

Sovraccarico piano tipo: 200 kg/mq

Sovraccarico copertura: 100 kg/mq

Sovraccarico sbalzo: 400 kg/mq

Si ha quindi:

Peso solaio (piano I): 88353 kg

Peso solaio (piano II): 88353 kg

Peso solaio (piano III): 73453 kg

Peso travi (di sezione 30x60): 38228 kg per piano

Peso pilastri (di sezione 40x50): 1750 kg per pilastro (in numero di 8 per piano)

Peso pilastri: (di sezione 50x80): 3500 kg per pilastro (in numero di 4 per piano)

Peso tamponature: 44012 kg per piano

Carico accidentale (piano I): 35800 kg

Carico accidentale (piano I): 35800 kg

Carico accidentale (piano III): 20900 kg

Inoltre per i coefficienti ψ e ϕ si ha:

- $\psi=0.3 \phi=0.5$ (piano I)
- $\psi=0.3 \phi=0.5$ (piano II)
- $\psi=0.3 \phi=1$ (piano III)

da cui discende il valore effettivo dei carichi accidentali da considerare piano per piano:

Carico accidentale (piano I): 5370 kg

Carico accidentale (piano I): 5370 kg

Carico accidentale (piano III): 6270 kg

Per cui in definitiva, ricordando che i pilastri si conteggiano per la metà della loro altezza e che le tamponature si riferiscono solo al primo e al secondo piano, risulta:

W (piano I): 189963 kg

W (piano II): 189963 kg

W (piano III): 131951 kg

W (totale): 511877 kg

Pertanto in definitiva, vista la formula proposta dalla normativa si ha **$F_h=99975$ kg**.

Il valore così trovato andrà diviso per i 4 telai di cui è costituito l'edificio, e pertanto per il telaio oggetto di studio sarà: **$F_h=25000$ kg**.

Stando alla normativa, la distribuzione delle azioni sismiche piano per piano è data da

$$F_i = F_h \frac{W_i z_i}{\sum_{j=1}^3 W_j z_j}$$

Il calcolo in conclusione porge:

piano I: **$F_h=4918$ kg**

piano II: **$F_h=9835$ kg**

piano III: **$F_h=10248$ kg**