

Frattamaggiore, 30 gennaio 2007

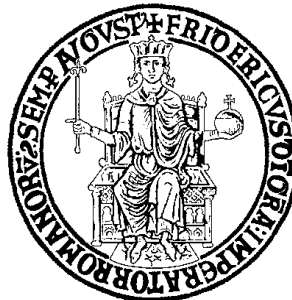
**Corso di aggiornamento professionale:
La progettazione strutturale in zona sismica.
Il nuovo quadro normativo**

Progettazione di strutture in c.a.: esempi di calcolo

Ing. Gennaro Magliulo

Dipartimento di Ingegneria Strutturale

Università degli Studi di Napoli Federico II



PROGETTO DI UN EDIFICIO INTELAIATO IN CEMENTO ARMATO IN CLASSE DI DUTTILITA' "A"

INDIVIDUAZIONE DELLA ZONA SISMICA

Ai fini dell'applicazione delle seguenti norme, il territorio nazionale è stato diviso in *quattro zone sismiche*, ciascuna contrassegnata da un diverso valore del parametro a_g (*accelerazione orizzontale massima*).

È sufficiente quindi conoscere il comune in cui è ubicato l'edificio da progettare per risalire alla categoria sismica di appartenenza (**Ord. n.3274 del 20 marzo 2003 "Criteri per l'individuazione delle zone sismiche – individuazione, formazione e aggiornamento degli elenchi nelle medesime zone"**).

IPOTESI

L'edificio viene considerato in zona 1, e fondato su suolo di fondazione di categoria C.

DEFINIZIONE DEL SISTEMA COSTRUTTIVO

Le prescrizioni di normativa variano a seconda del sistema costruttivo dell'edificio da progettare (**punto 4.1 - Sistemi costruttivi**).

In particolare si fa riferimento ad *edifici isolati* ed *edifici non isolati*, distinguendo nell'ambito di entrambe le categorie tra:

- Edifici con struttura in cemento armato;
- Edifici con struttura in acciaio;
- Edifici con struttura mista in acciaio e calcestruzzo;
- Edifici con struttura in muratura;
- Edifici con struttura in legno.

Sono altresì specificate, l'altezza massima degli edifici di nuova costruzione e le distanze da quelli già esistenti, in funzione del sistema costruttivo e della zona sismica di appartenenza (**punto 4.2 – Distanze ed altezze**).

NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Si intende progettare un edificio in cemento armato, destinato a civile abitazione. Oltre alla normativa sismica di riferimento, la struttura in esame dovrà soddisfare le prescrizioni contenute nella normativa vigente ed, in particolare, nel ***D.M. 9 gennaio 1996: Norme per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche e nel D.M. 16 gennaio 1996: Norme tecniche relative ai "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi"***.

Attualmente è in vigore ANCHE il D.M. del 14 settembre 2005 "Norme tecniche per le costruzioni", sostitutivo dei D.M. del 9 gennaio 1996 e del 16 gennaio 1996, non utilizzato nell'esempio applicativo.

NORMATIVA SISMICA DI RIFERIMENTO

Presidenza del Consiglio dei Ministri. Ordinanza N.3431. Ulteriori modifiche ed integrazioni all'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003, recante "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica". Roma: 2005

SCHEMA ARCHITETTONICO E STRUTTURALE

Nella progettazione bisogna seguire quanto più possibile i criteri di regolarità

In funzione della regolarità si hanno diversi metodi di analisi e parametri di progetto.

Disposizione dei pilastri, inoltre, l'esperienza suggerisce di orientarli, per quanto possibile, per il 50% in una direzione e per l'altro 50% nella direzione ortogonale ed in maniera tale da centrifugare il più possibile le rigidezze laterali.

Si considera un edificio a pianta rettangolare di quattro piani.

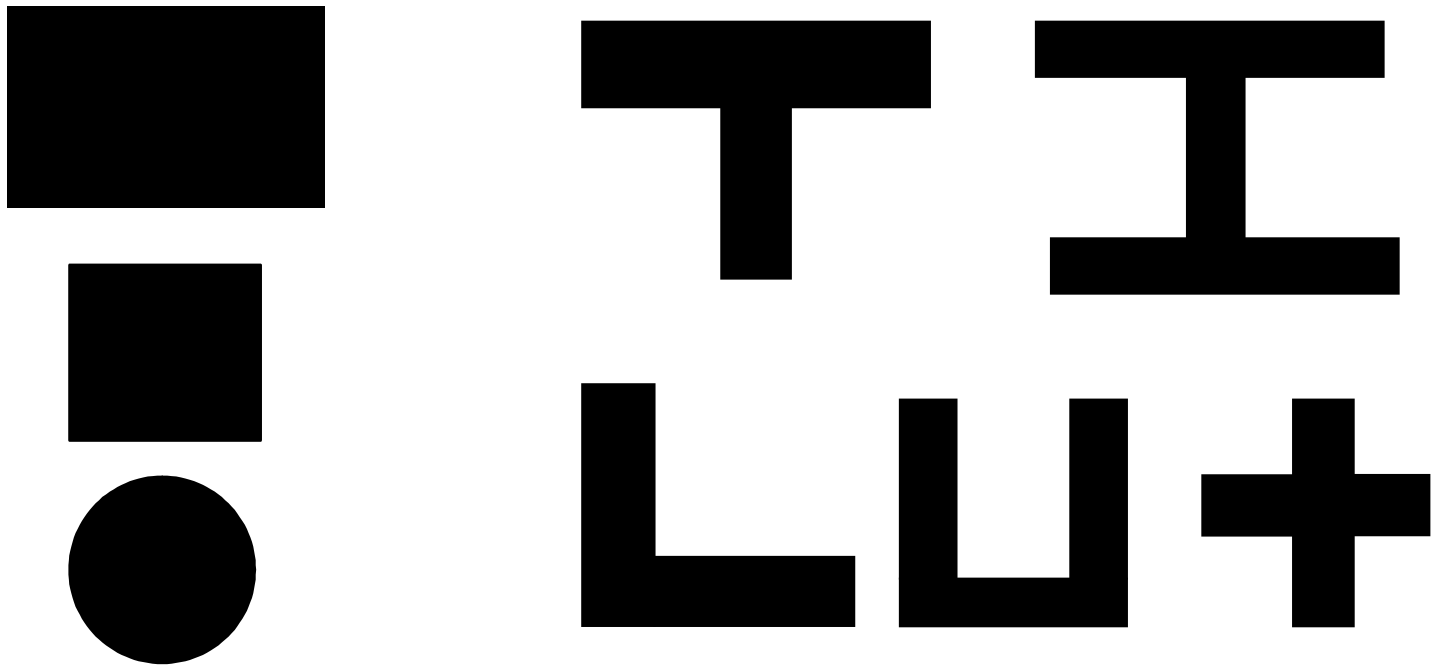
Il lato lungo ha direzione coincidente con quello dell'asse X del riferimento globale e il lato corto è diretto come l'asse Y di tale riferimento.

L'edificio è strutturalmente simmetrico in direzione Y , mentre si presenta asimmetrico in direzione X .

All'ingresso si ha una scala, realizzata con trave a ginocchio, ad eccezione del primo rampante costituito da un solettone appoggiato in testa sulla trave intermedia di pianerottolo e alla base su una parete in c.a. e sconnesso per spostamenti orizzontali dal resto della struttura.

Semplicità & Simmetria

- La configurazione degli edifici, in pianta ed elevazione, deve essere molto semplice, al fine di poter prevedere agevolmente il comportamento sotto sisma struttura. Alcuni esempi di forme tipiche di edifici in c.a. sono riportati in figura



Forme di edifici: semplice (*sinistra*) e complesse (*destra*).

- Configurazioni con doppio asse di simmetria (rettangolo, quadrato, cerchio) sono preferibili a quelle con un solo (T, L, C, I) o senza assi di simmetria.

Regolarità in pianta

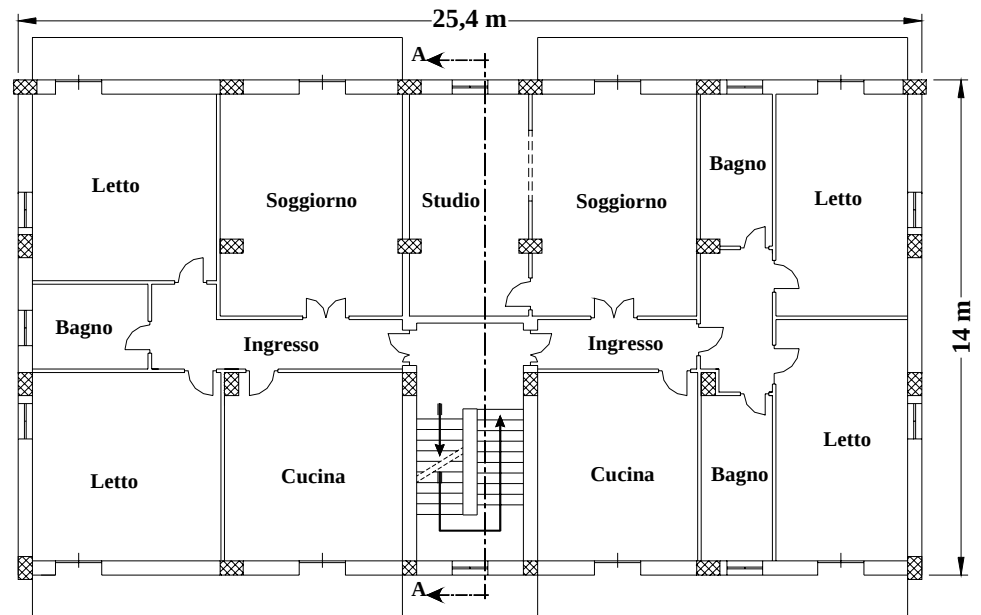
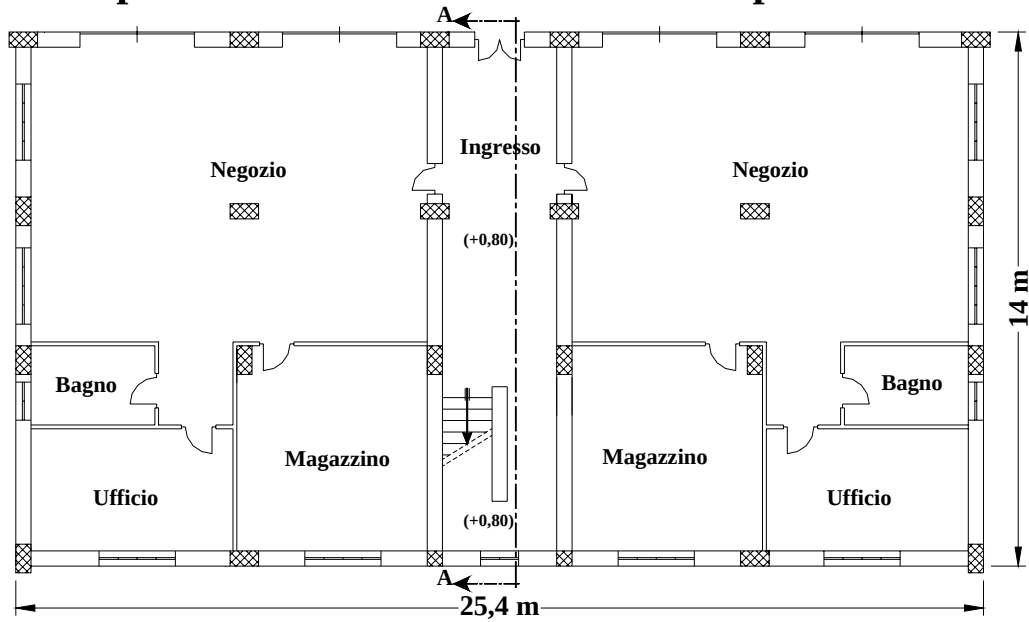
- Secondo la recente OPCM del 2003 (vedi Sezione 4.3) e successive modifiche ed integrazioni un edificio è definito regolare se rispetta sia i criteri di regolarità in pianta che quelli in altezza.
- I criteri per la 'regolarità in pianta' sono riportati di seguito:
 - *La configurazione in pianta è compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidezze;*
 - *Il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui l'edificio risulta inscritto è inferiore a 4;*
 - *Eventuali rientri non superano il 25% della dimensione totale dell'edificio nella direzione del rientro o della sporgenza;*
 - *I solai possono essere considerati infinitamente rigidi e resistenti nel loro piano rispetto agli elementi verticali.*

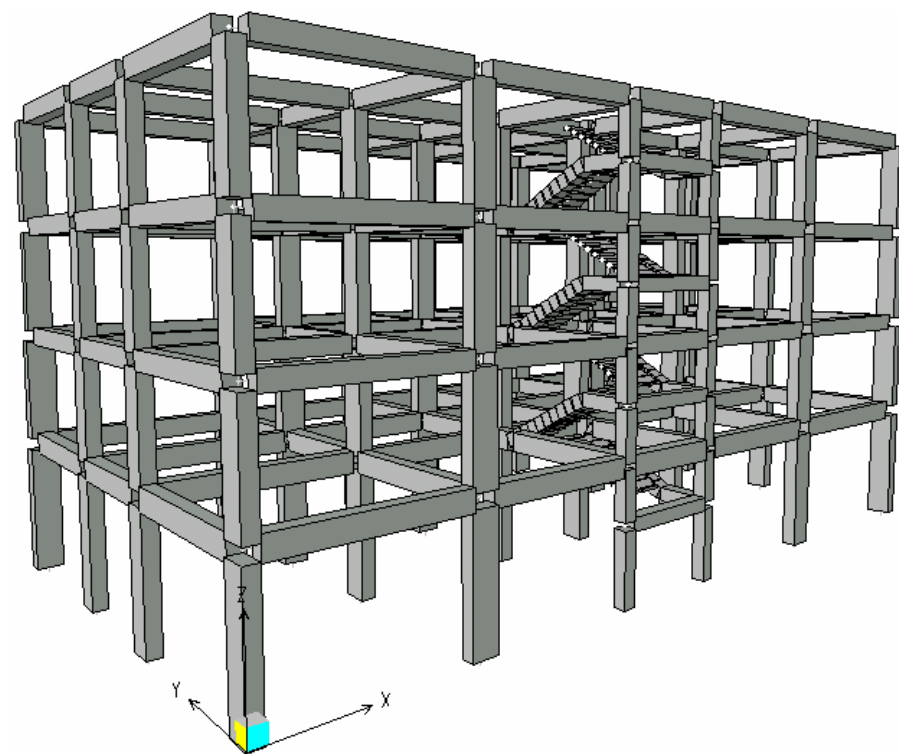
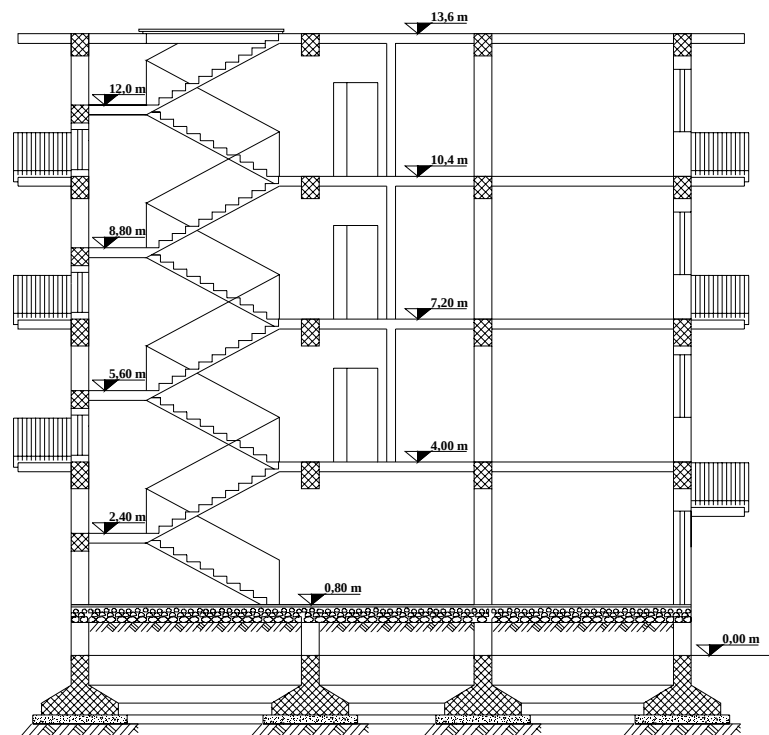
Regolarità in elevazione

Un edificio è REGOLARE IN ALTEZZA se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

- a) Tutti i sistemi resistenti dell'edificio (quali telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza dell'edificio**
- b) Massa e rigidezza rimangono costanti o si riducono gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla cima dell'edificio (le variazioni di massa da un piano all'altro non superano il 25%, la rigidezza non si abbassa da un piano al sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidezza si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. di sezione costante sull'altezza ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica di base.**
- c) Il rapporto fra la resistenza effettiva e resistenza richiesta dal calcolo nelle strutture progettate in Classe di Duttività Bassa non è significativamente diverso per piani diversi (minore del 20%); può fare eccezione l'ultimo piano di strutture intelaiate di almeno 3 piani.**
- d) Eventuali restringimenti della sezione dell'edificio avvengono in modo graduale, rispettando i seguenti limiti: ad ogni piano il rientro non supera il 30% della dimensione corrispondente al primo piano, né il 20% della dimensione corrispondente al piano immediatamente sottostante. Fa eccezione l'ultimo piano di edifici di almeno 4 piani, per il quale non sono previste limitazioni di restringimento.**

A ciascun piano sono stati disposti 24 pilastri che vanno a definire quattro telai paralleli alla direzione X e sei telai paralleli alla direzione Y.





Conglomerato con $R_{ck}=25 \text{ N/mm}^2$ e acciaio in barre *FeB44k*; che devono rispondere a determinati requisiti di duttilità e gerarchia delle resistenze

Con riferimento al **D.M. 9 gennaio 1996**, le resistenze di calcolo per i materiali si valutano:

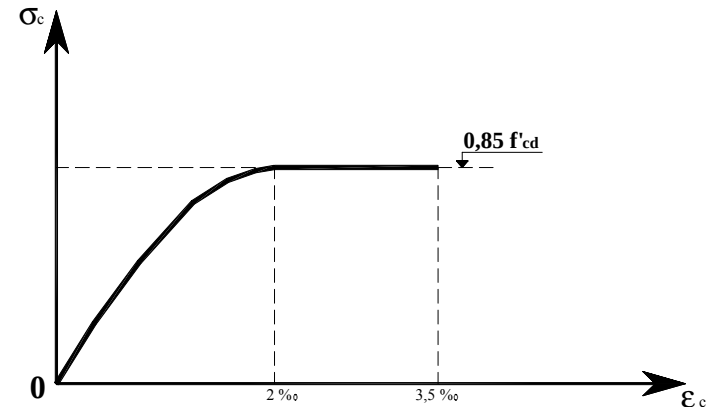
- *per il calcestruzzo:*

Di norma la resistenza di calcolo del calcestruzzo, viene ulteriormente ridotta, adottando il *diagramma parabola rettangolo*, definito da un arco di parabola di secondo grado e da un segmento di retta parallelo all'asse delle deformazioni.

$$f'_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{R_{ck} \cdot 0,83}{\gamma_c} = \frac{25 \cdot 0,83}{1,6} = 13,0 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cd} = 0,85 \cdot f'_{cd} = 11,0 \text{ N/mm}^2$$

modulo elastico E_c , $E_c = 5700 \sqrt{R_{ck}} = 5700 \sqrt{25} = 28500 \text{ N/mm}^2$



Per il *per l'acciaio FeB44k* si definisce una *tensione caratteristica di snervamento* $f_{yk} = 430 \text{ N/mm}^2$ e quindi una resistenza di calcolo f_{sd} :

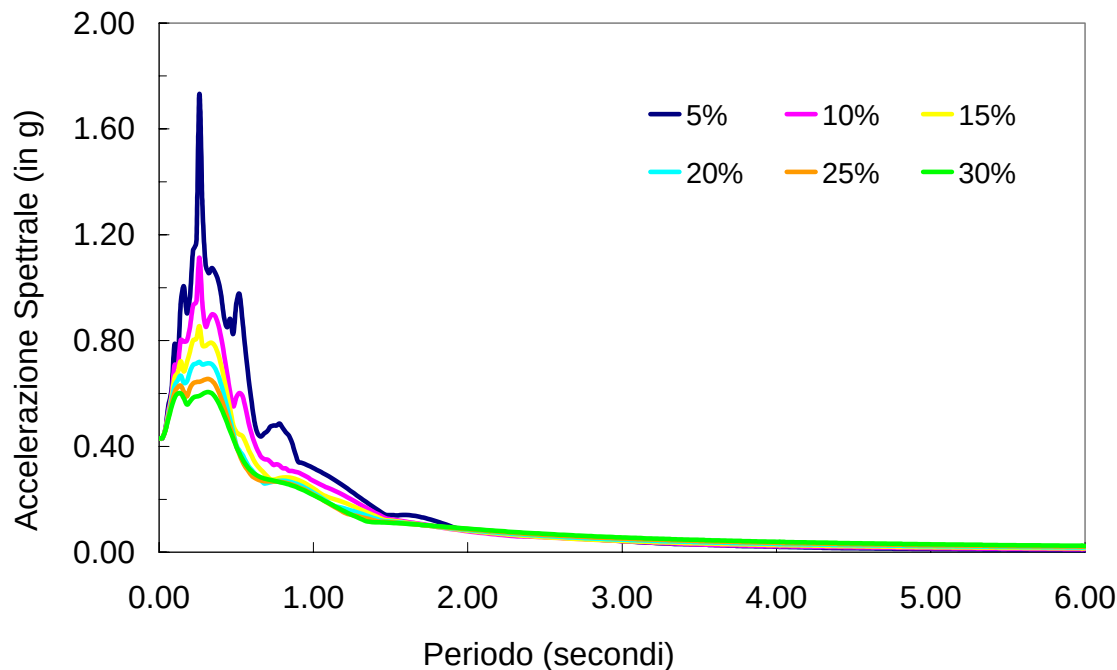
$$f_{sd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{430}{1,15} = 374 \text{ N/mm}^2$$

Azioni Sismiche sugli Edifici

Accelerazioni Orizzontali e Verticali

- Gli effetti del sisma su una struttura sono generalmente riportati in termini di un diagramma detto 'spettro di risposta'.

Nel grafico in figura è riportato in ascissa il periodo della struttura (T) ed in ordinata la massima risposta in termini di accelerazione (S_a). Le ordinate spettrali S_a decrescono al crescere dello smorzamento.



Spettro di risposta elastico (sisma del Friuli, 1976)

AZIONE SISMICA

La *zona sismica* di riferimento è quella di *tipo 1* (**punto 3.2.1 – Zone sismiche**). In funzione di detta zona, si definisce un valore del parametro a_g (*accelerazione orizzontale massima*), espresso in funzione dell'accelerazione di gravità g :

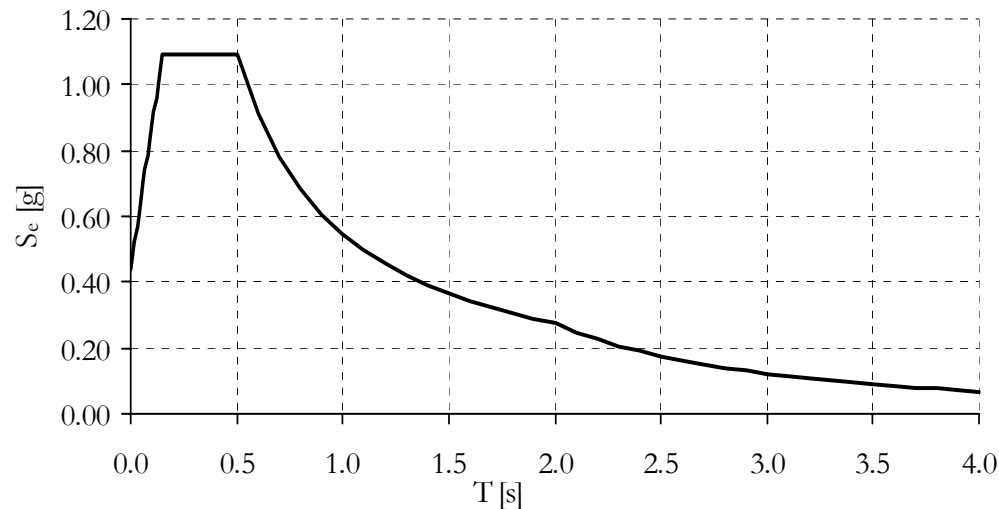
$$a_g = 0,35 g$$

Tale valore costituisce l'accelerazione su suolo rigido che, nella zona considerata, ha periodo di ritorno 475 anni oppure probabilità del 10% di essere superata in 50 anni.

Ai fini della determinazione dell'azione sismica di progetto, sono definite varie categorie di profilo stratigrafico del suolo di fondazione (**punto 3.1 – Categorie di suolo di fondazione**).

L'esame di carattere geotecnico permette di stabilire l'appartenenza del suolo alla categoria *tipo C* ovvero suolo caratterizzato da valori della velocità media di propagazione entro 30 m di profondità delle onde di taglio V_{s30} compresi fra 180 e 360 m/s (*depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate, o di argille di media consistenza*, ovvero *resistenza penetrometrica* $15 < N_{SPT} < 50$, o *coesione non drenata* $70 < c_u < 250$ kPa).

In base alle caratteristiche del suolo si definisce il *fattore S* (**punto 3.2.3 – Spettro di risposta elastico**). Per un suolo di *categoria C*:



Spettro di risposta elastico

Determinazione dello spettro di progetto per lo stato limite ultimo (SLU)

Le strutture sismo-resistenti in cemento armato previste dalle seguenti norme possono essere classificate nelle seguenti tipologie (**punto 5.3.1 – Tipologie strutturali**):

- *strutture a telaio,*
- *strutture a pareti,*
- *strutture miste telaio-pareti,*
- *strutture a nucleo.*

In funzione della tipologia strutturale, della classe di duttilità, della regolarità in elevazione e del numero di piani, si determina il *fattore di struttura* q (**punto 5.3.2 – Fattori di struttura**):

$$q = q_0 K_D K_R$$

q_0 è legato alla tipologia strutturale;

K_D è un fattore che dipende dalla classe di duttilità;

K_R è un fattore che dipende dalle caratteristiche di regolarità dell'edificio.

Nel caso in esame si decide di progettare in *classe di duttilità "A"* (CD "A"), per cui risulta:

$$K_D = 1,0$$

Inoltre, il previsto sviluppo in elevazione dell'edificio soddisfa i criteri di regolarità (**punto 4.3.1 – Regolarità**), conseguentemente:

$$K_R = 1,0.$$

Poiché l'edificio in esame presenta una *struttura intelaiata*, risulta:

$$q_0 = 4,5 \frac{\alpha_n}{\alpha_1}$$

Non volendo effettuare un'*analisi non lineare* e considerando che l'edificio da progettare è a più piani e più campate, si ha:

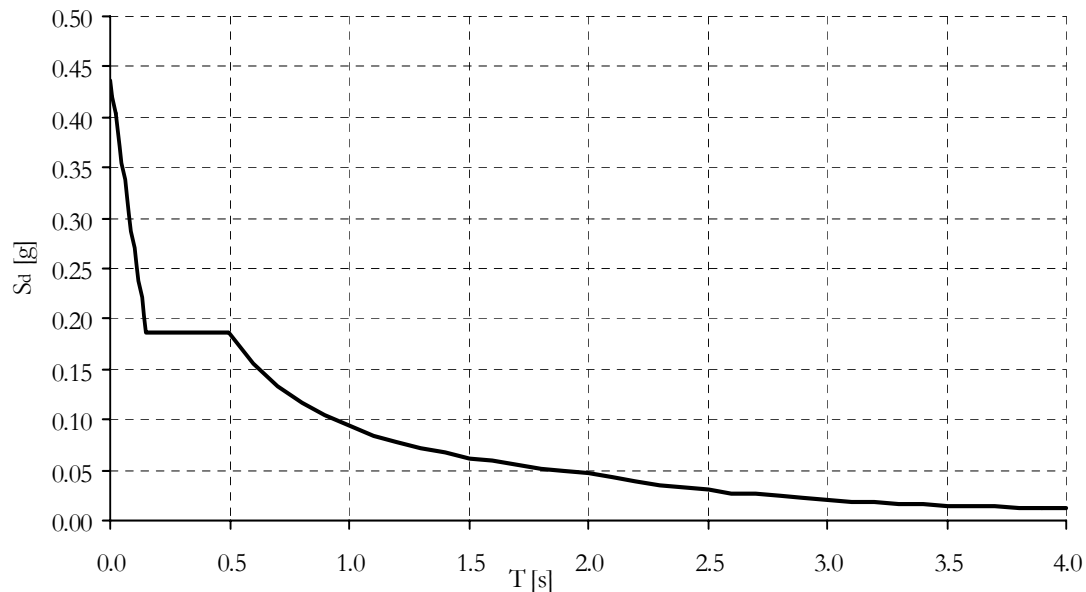
$$\alpha_u / \alpha_1 = 1,3$$

Risulta pertanto:

$$q_o = 4,5 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 4,5 \cdot 1,3 = 5,85$$

$$q = q_o K_D K_R = 5,85 \cdot 1 \cdot 1 = 5,85$$

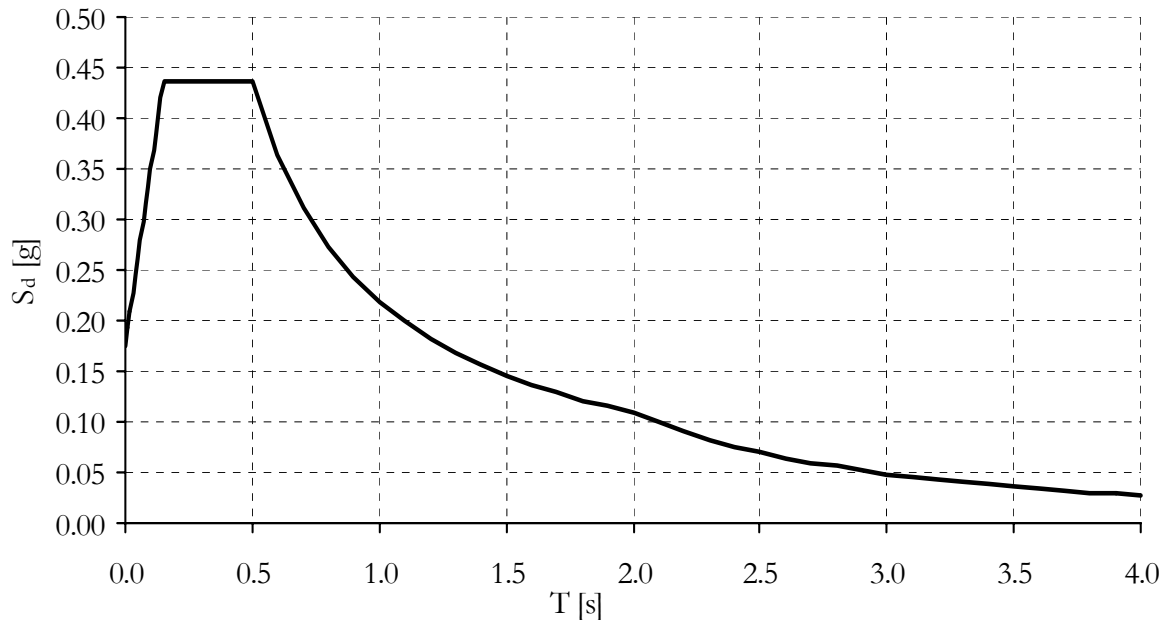
Spettro di progetto SLU



Determinazione dello spettro di progetto per lo stato limite di danno (SLD)

Lo spettro di progetto per lo *stato limite di danno*, può essere ottenuto riducendo lo *spettro di risposta elastico* secondo un *fattore pari a 2,5*. Si fa così riferimento ad eventi sismici che abbiano una probabilità di occorrenza più elevata di quella dell'azione sismica di progetto. In pratica, mediamente, si fa riferimento a probabilità di superamento del 50% in 50 anni a cui corrisponde, all'incirca, un periodo di ritorno di 72 anni.

Spettro di progetto SLD



COMBINAZIONI DI CARICO

I carichi da considerare sono quelli relativi alla verifica allo *stato limite ultimo* (**Circolare 4 luglio 1996 n.156: Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi" di cui al D.M. 16 Gennaio 1996**):

$$F_D = \gamma_g \cdot G_k + \gamma_p \cdot P_k + \gamma_q \cdot Q_{1k} + \sum_{i=2}^n \gamma_q (\psi_{0i} \cdot Q_{ik})$$

dove:

G_k è il valore caratteristico delle azioni permanenti;

P_k è il valore caratteristico della forza di precompressione;

Q_{1k} è il valore caratteristico dell'azione di base di ogni combinazione;

Q_{ik} sono i valori caratteristici delle azioni variabili fra loro indipendenti;

ψ_{0i} è un coefficiente di combinazione allo stato limite ultimo.

In **zona sismica**, in presenza di un solo sovraccarico variabile verticale, si considerano due combinazioni:

Solo carichi verticali:

$$F_d = \gamma_g \cdot G_k + \gamma_q \cdot Q_k$$

essendo Q_k il valore caratteristico delle azioni accidentali ed avendo assunto $\gamma_g = 1,4$ e $\gamma_q = 1,5$;

- *Carichi verticali ed azioni sismiche*

$$F_d = \gamma_I E + G_k + \psi_{2i} \cdot Q_k$$

Nel caso di *stato limite ultimo (SLU)* o *stato limite di danno (SLD)* deve essere effettuata la seguente combinazione degli effetti della azione sismica con le altre azioni:

γ_I l'azione sismica per lo stato limite in esame, con γ_I = fattore di importanza;
 G_k il valore caratteristico delle azioni permanenti;
 Q_k il valore caratteristico delle azioni accidentali;
ed assumendo:

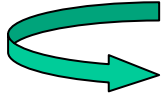
per lo *SLU* e per lo *SLD*: $\psi_{2i} = 0,30$ per la destinazione d'uso di *abitazioni o uffici* e
 $\psi_{2i} = 0,80$ per le *scale*;

$\gamma_I = 1,0$ per *edifici ordinari* (**punto 4.7 – Fattori di importanza**).

A tal proposito si rammenta che le costruzioni devono essere dotate di un livello di protezione antisismica differenziato in funzione della loro importanza e del loro uso, e quindi delle conseguenze più o meno gravi di un loro danneggiamento per effetto di un evento sismico (**punto 2.5 – Livelli di protezione antisismica**).

PREDIMENSIONAMENTO

- **i pilastri devono essere sovradimensionati e non si devono avere travi eccessivamente resistenti, per rispettare la gerarchia delle resistenze per lo SLU**
- **i pilastri vanno sovradimensionati anche per il rispetto della verifica di deformabilità dello SLD.**



primo livello pilastri sezione 40×65 cm e travi sezione 40×60 cm.

per ragioni di regolarità in elevazione e per motivi pratici si consiglia, per ciascun pilastro, al massimo una rastremazione della sezione trasversale di 10 cm per piano.

Nel caso in esame al fine di rendere quanto più possibile regolare lo sviluppo in elevazione della struttura i pilastri sono stati rastremati di 5 cm per piano; le travi sono rastremate solo al secondo piano dove risultano alte 50 cm, altezza che viene conservata anche al 3° ed al 4° livello

*pilastri 1° livello (40×65); pilastri del 2° l. (40×60); pilastri del 3° l. (40×55); pilastri del 4° l. (40×50)
travi 1° livello (40×60); travi 2° , 3° e 4° livello (40×50)*

La rastremazione delle travi viene effettuata per rispettare la *gerarchia delle resistenze* travi-colonne e per tenere conto delle minori sollecitazioni sismiche nei livelli superiori al primo.

Per ridurre l'eccesso di sollecitazioni sul corpo scala attraverso l'effetto controventante delle travi a ginocchio, si è scelto di assegnare alle due pilastrate centrali appartenenti al telaio di facciata dimensioni più contenute, nella misura di 40×40 cm.

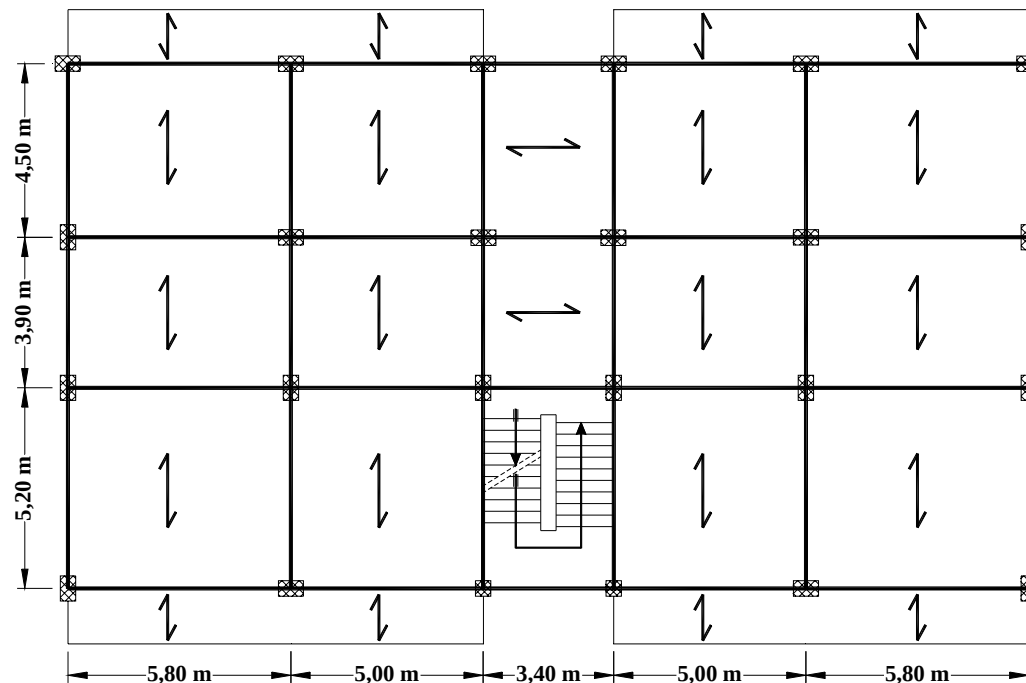
Solaio

L'altezza del solaio è stata valutata nel rispetto della normativa vigente (**D.M. 9 gennaio 1996**) tenendo conto che per solai “**a portata unidirezionale e che non siano di semplice copertura**”

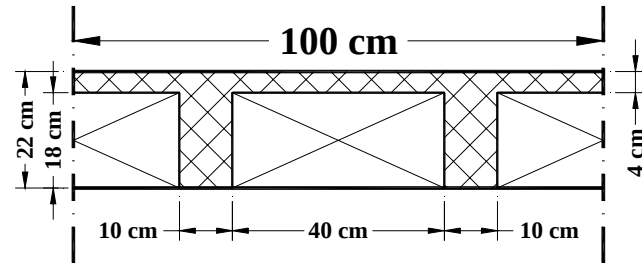
Lo spessore dei non deve essere minore di $1/25$ della luce di calcolo e con una soletta di *almeno 4 cm*.

$L_{max} = 5,20$ m, pertanto:

$$H_{solaio} \geq L/25 = 520/25 = 20,8 \text{ cm} \quad \text{si assume } H_{solaio} = 22 \text{ cm}$$



Travetti in c.a. di larghezza pari a 10 cm e interasse 50 cm e laterizi di larghezza pari a 40 cm e di altezza pari a 18 cm.



soletta	$0,04 \cdot 25$	$1,00 \text{ kN/m}^2$
travetti	$2 \cdot (0,10 \cdot 0,18 \cdot 25)$	$0,90 \text{ kN/m}^2$
laterizi	$2 \cdot (0,40 \cdot 0,18 \cdot 8)$	<u>$1,15 \text{ kN/m}^2$</u>
Totale peso proprio		$3,05 \text{ kN/m}^2$

intonaco	$0,02 \cdot 18$	$0,36 \text{ kN/m}^2$
massetto	$0,04 \cdot 15$	$0,60 \text{ kN/m}^2$
pavimento in ceramica (2 cm)		$0,40 \text{ kN/m}^2$
incidenza tramezzi		<u>$1,00 \text{ kN/m}^2$</u>

Totale peso solaio

$$G_{\text{solaio}} = 5,41 \text{ kN/m}^2$$

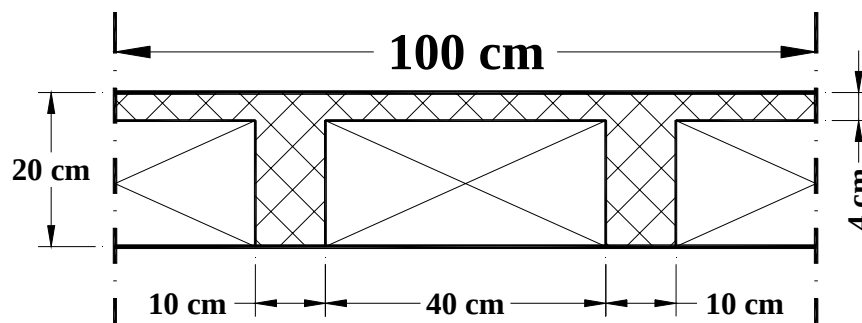
Il carico accidentale $Q_k = 2,00 \text{ kN/m}^2$ per ambienti non suscettibili di affollamento

D.M. 16 gennaio 1996

Nel caso del solaio di copertura, l'aliquota di peso costituita dall'incidenza tramezzi è sostituita da quella dello strato di impermeabilizzazione. Pertanto si può ritenere di assumere lo stesso carico unitario, per tutti i solai, compreso quello di copertura.

Balcone

Il solaio in corrispondenza del balcone è ridotto di 2 cm. Altezza pari a 16 cm invece che 18 cm.



soletta	$0,04 \cdot 25$	1 kN/m^2
travetti	$2 \cdot (0,10 \cdot 0,16 \cdot 25)$	$0,8 \text{ kN/m}^2$
laterizi	$2 \cdot (0,40 \cdot 0,16 \cdot 8)$	$1,02 \text{ kN/m}^2$
intonaco	$0,02 \cdot 18$	$0,36 \text{ kN/m}^2$
massetto	$0,04 \cdot 15$	$0,60 \text{ kN/m}^2$
pavimento in ceramica (2 cm)		<u>$0,40 \text{ kN/m}^2$</u>

$$G_{\text{balconi}} = 4,18 \text{ kN/m}^2$$

Il carico accidentale $Q_k = 4,00 \text{ kN/m}^2$ per *balconi, ballatoi e scale* comuni

D.M. 16 gennaio 1996

Scala

Lo schema statico adottato per la scala (ad eccezione del primo rampante) è quello di *gradini a sbalzo sorretti da trave a ginocchio*.

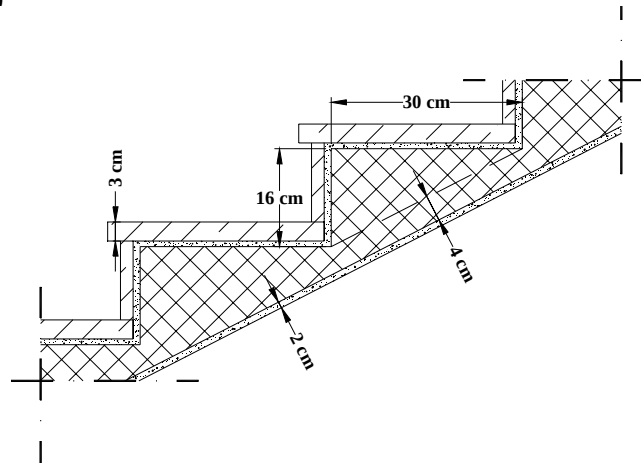
trave a ginocchio dimensioni di 40 x 40

gradini di *alzata* 16 cm e *pedata* 30 cm

soletta di 4 cm di spessore

intonaco di 2 cm

marmo 3 cm.



gradini	$[0,5 \cdot (0,16 \cdot 0,30)] \cdot 25 / 0,30$	2,00 kN/m ²
soletta	$0,04 \cdot 25$	1,00 kN/m ²
intonaco	$0,02 \cdot 18$	0,36 kN/m ²
marmo (3 cm)		<u>0,80 kN/m²</u>

$$G_{\text{scala}} = 4,16 \text{ kN/m}^2$$

Il carico accidentale $Q_k = 4,00 \text{ kN/m}^2$ per *balconi, ballatoi e scale*

D.M. 16 gennaio 1996

Approssimativamente si assume il peso dei pianerottoli eguale a quello delle rampe.

Tamponature in doppia foderà

Fodera interna (10 cm)	0,8 kN/m ²
Fodera esterna (15 cm)	1,2 kN/m ²
Intonaco (2 cm)	<u>0,36 kN/m²</u>
	G_{tamp} = 2,36 kN/m²

Travi

Si è considerata anche la fascia piena del solaio di *10 cm da ogni lato*

Si sottrae l'aliquota di peso proprio del solaio (3,05 kN/m²)

1° livello:

$$\text{Travi esterne } 40 \times 60: G_{\text{travi}} = [(0,4 \cdot 0,6) + (0,10 \cdot 0,22)] \cdot 25 - 0,5 \cdot 3,05 = 5,03 \text{ kN / m}$$

$$\text{Travi interne } 40 \times 60: G_{\text{travi}} = [(0,4 \cdot 0,6) + (0,20 \cdot 0,22)] \cdot 25 - 0,6 \cdot 3,05 = 5,27 \text{ kN / m}$$

2°, 3° e 4° livello:

$$\text{Travi esterne } 40 \times 50: G_{\text{travi}} = [(0,4 \cdot 0,5) + (0,10 \cdot 0,22)] \cdot 25 - 0,5 \cdot 3,05 = 4,03 \text{ kN / m}$$

$$\text{Travi interne } 40 \times 50: G_{\text{travi}} = [(0,4 \cdot 0,5) + (0,20 \cdot 0,22)] \cdot 25 - 0,6 \cdot 3,05 = 4,27 \text{ kN / m}$$

Pilastrì

$$1^\circ \text{ livello} \quad G_{\text{pilastrì}} = (0,40 \cdot 0,65) \cdot 25 = 6,50 \text{ kN / m}$$

$$2^\circ \text{ livello} \quad G_{\text{pilastrì}} = (0,40 \cdot 0,60) \cdot 25 = 6,00 \text{ kN / m}$$

$$3^\circ \text{ livello} \quad G_{\text{pilastrì}} = (0,40 \cdot 0,55) \cdot 25 = 5,50 \text{ kN / m}$$

$$4^\circ \text{ livello} \quad G_{\text{pilastrì}} = (0,40 \cdot 0,50) \cdot 25 = 5,00 \text{ kN / m}$$

Metodo di analisi

- **Si farà riferimento alle analisi lineari, per cui il modello sarà elastico**
- **(punto 4.4 – Modellazione della struttura).**
- Non si utilizza la possibilità di considerare la presenza di fessurazione
- Si assume l'ipotesi di impalcati infinitamente rigidi pertanto il modello è caratterizzato da tre gradi di libertà per ciascun livello
- A ciascuno di questi gradi di libertà va associata una massa o, equivalentemente, un peso sismico, che vanno determinati secondo quanto previsto dal **punto 3.3 – Combinazione dell'azione sismica con le altre azioni.**
- In particolare, la normativa prescrive di determinare i *pesi sismici* sommando ai carichi permanenti G_k le azioni variabili Q_k , ridotte mediante il coefficiente di combinazione dell'azione variabile ψ_E (che tiene conto della probabilità che tutti i carichi siano presenti sulla struttura in occasione del sisma) e che si ottiene moltiplicando ψ_2 per φ .

Incidenza solaio

Il peso proprio del solaio è: $G_{solaio} = 5,41 \text{ kN}/m^2$

a cui si deve aggiungere il carico accidentale ($Q_k = 2,00 \text{ kN}/m^2$ per *ambienti non suscettibili di affollamento* ridotto attraverso il *coefficiente di combinazione dell'azione variabile* ψ_E , dato dal prodotto del coefficiente $\psi_2 = 0,30$ per la destinazione d'uso di *abitazioni e uffici* e di φ che vale 1,0 per la copertura e 0,5 per gli altri piani. Pertanto:

1°, 2° e 3° livello:

$$w_{solaio} = G_{solaio} + \psi_E \cdot Q_{solaio} = G_{solaio} + \psi_2 \cdot \varphi \cdot Q_{solaio} = 5,41 + 0,30 \cdot 0,5 \cdot 2,00 = 5,71 \text{ kN} / m^2$$

$$Sup_{solaio} = B \cdot H - S_{scala} = 14 \cdot 25,4 - 3 \cdot 6,70 = 336 \text{ m}^2$$

4° livello:

$$w_{solaio} = G_{solaio} + \psi_E \cdot Q_{solaio} = G_{solaio} + \psi_2 \cdot \varphi \cdot Q_{solaio} = 5,41 + 0,30 \cdot 1,0 \cdot 2,00 = 6,01 \text{ kN} / m^2$$

$$Sup_{solaio} = B \cdot H + S_{copertura} = 14 \cdot 25,4 + 4 \cdot 1,20 \cdot 10,4 = 406 \text{ m}^2$$

Si rileva che al quarto livello si è assunto il peso sismico della porta di acciaio coincidente con quello del solaio; inoltre l'area del solaio è stata determinata sommando alla superficie di impronta dell'edificio ($B \times H$) quella occorrente per coprire i balconi del terzo livello.

Incidenza balcone

Il peso proprio del balcone è: $G_{balconi} = 4,18 \text{ kN}/m^2$

cui si deve aggiungere il carico accidentale $Q_k = 4,00 \text{ kN}/m^2$, ridotto attraverso il *coefficiente di combinazione dell'azione variabile* ψ_E , dato dal prodotto del coefficiente $\psi_2 = 0,30$ per la destinazione d'uso di *abitazioni e uffici* e di φ che vale 1,0 per la copertura e 0,5 per gli altri piani.

1°, 2°, 3° livello:

$$w_{balconi} = G_{balconi} + \psi_E \cdot Q_{balconi} = G_{balconi} + \psi_2 \cdot \varphi \cdot Q_{balconi} = 4,18 + 0,30 \cdot 0,5 \cdot 4,00 = 4,78 \text{ kN}/m^2$$

$$Sup_{balconi} = 4 \cdot 1,20 \cdot 10,40 = 49,9 \text{ m}^2$$

Incidenza scala

$G_{scala} = 4,16 \text{ kN}/m^2$ e $Q_k = 4,00 \text{ kN}/m^2$

il *coefficiente di combinazione dell'azione variabile* ψ_E , è dato

dal prodotto del coefficiente $\psi_2 = 0,80$ (*Magazzini, Archivi e Scale*) e di φ che vale 0,5. si è decurtata l'area del pozzetto.

$$w_{scala} = G_{scala} + \psi_E \cdot Q_{scala} = G_{scala} + \psi_2 \cdot \varphi \cdot Q_{scala} = 4,16 + 0,80 \cdot 0,5 \cdot 4,00 = 5,76 \text{ kN} / m^2$$

$$Sup_{scala} = 6,70 \cdot 3,00 - 3,00 \cdot 0,40 = 18,9 \text{ m}^2$$

Incidenza tamponature

$$G_{tamp} = 2,36 \text{ kN/m}^2$$

Si considerando un 25% in meno di peso per la presenza dei vuoti (*porte e finestre*), l'interpiano è pari a 4,00 m per il primo livello e 3,20 m per i successivi si decurta l'altezza delle travi:

1° liv.:

$$I_{tamp} = 75\% \text{ di } \left[2,36 \cdot \left(\frac{4,00 + 3,20}{2} - 0,60 \right) \right] = 75\% \text{ di } 7,08 = 5,31 \text{ kN/m}$$

2° liv.:

$$I_{tamp} = 75\% \text{ di } \left[2,36 \cdot \left(\frac{3,20 + 3,20}{2} - 0,50 \right) \right] = 75\% \text{ di } 6,37 = 4,78 \text{ kN/m}$$

3° liv.:

$$I_{tamp} = 75\% \text{ di } \left[2,36 \cdot \left(\frac{3,20 + 3,20}{2} - 0,50 \right) \right] = 75\% \text{ di } 6,37 = 4,78 \text{ kN/m}$$

4° liv.:

$$I_{tamp} = 75\% \text{ di } \left[2,36 \cdot \left(\frac{3,20}{2} - 0,50 \right) \right] = 75\% \text{ di } 2,60 = 1,95 \text{ kN/m}$$

$$\text{Sviluppo tamponature} = \Sigma l_i = 2 \cdot 25,40 + 2 \cdot 14,00 = 78,80 \text{ m}$$

Incidenza travi

- 1° livello (travi 40×60 cm)

$$\text{Travi esterne} \quad I_{\text{travi}} = 5,03 \text{ kN/m}$$

$$\text{Sviluppo travi} = (2 \cdot 25,40 + 2 \cdot 14,00) - (14 \cdot 0,65 + 6 \cdot 0,40) = 67,30 \text{ m}$$

$$\text{Travi interne} \quad I_{\text{travi}} = 5,27 \text{ kN/m}$$

$$\text{Sviluppo travi} = (2 \cdot 25,40 + 4 \cdot 14,00) - (8 \cdot 0,65 + 20 \cdot 0,40) = 93,60 \text{ m}$$

- 2° livello (travi 40×50 cm)

$$\text{Travi esterne} \quad I_{\text{travi}} = 4,03 \text{ kN/m}$$

$$\text{Sviluppo travi} = (2 \cdot 25,40 + 2 \cdot 14,00) - (14 \cdot 0,60 + 6 \cdot 0,40) = 68,00 \text{ m}$$

$$\text{Travi interne} \quad I_{\text{travi}} = 4,27 \text{ kN/m}$$

$$\text{Sviluppo travi} = (2 \cdot 25,40 + 4 \cdot 14,00) - (8 \cdot 0,60 + 20 \cdot 0,40) = 94,00 \text{ m}$$

- 3° livello (travi 40×50 cm)

$$\text{Travi esterne} \quad I_{\text{travi}} = 4,03 \text{ kN/m}$$

$$\text{Sviluppo travi} = (2 \cdot 25,40 + 2 \cdot 14,00) - (14 \cdot 0,55 + 6 \cdot 0,40) = 68,70 \text{ m}$$

$$\text{Travi interne} \quad I_{\text{travi}} = 4,27 \text{ kN/m}$$

$$\text{Sviluppo travi} = (2 \cdot 25,40 + 4 \cdot 14,00) - (8 \cdot 0,55 + 20 \cdot 0,40) = 94,40 \text{ m}$$

- 4° livello (travi 40×50 cm)

$$\text{Travi esterne} \quad I_{\text{travi}} = 4,03 \text{ kN/m}$$

$$\text{Sviluppo travi} = (2 \cdot 25,40 + 2 \cdot 14,00) - (14 \cdot 0,50 + 6 \cdot 0,40) = 69,40 \text{ m}$$

$$\text{Travi interne} \quad I_{\text{travi}} = 4,27 \text{ kN/m}$$

$$\text{Sviluppo travi} = (2 \cdot 25,40 + 4 \cdot 14,00) - (8 \cdot 0,50 + 20 \cdot 0,40) = 94,80 \text{ m}$$

Lo sviluppo delle travi è stato determinato in modo da avere la somma delle lunghezze nette delle travi e cioè decurtando lo spazio occupato dai pilastri

- Trave a ginocchio

Si osservi che a rigore andrebbe conteggiato come peso sismico anche il contributo della tamponatura poggiante sulla trave a ginocchio.

$$I_{\text{travi}} = (0,40 \cdot 0,40) \cdot 25 = 4 \text{ kN/m}$$

$$\text{Sviluppo trave} = 13,40 \text{ m}$$

Incidenza pilastri

$$1^{\circ} \text{ livello (pilastri 40 x 65 cm): } I_{\text{pilastri}} = (0,40 \cdot 0,65) \cdot 25 = 6,50 \text{ kN / m}$$

$$2^{\circ} \text{ livello (pilastri 40 x 60 cm): } I_{\text{pilastri}} = (0,40 \cdot 0,60) \cdot 25 = 6,00 \text{ kN / m}$$

$$3^{\circ} \text{ livello (pilastri 40 x 55 cm): } I_{\text{pilastri}} = (0,40 \cdot 0,55) \cdot 25 = 5,50 \text{ kN / m}$$

$$4^{\circ} \text{ livello (pilastri 40 x 50 cm): } I_{\text{pilastri}} = (0,4 \cdot 0,50) \cdot 25 = 5,00 \text{ kN / m}$$

Peso sismico del 1° livello:

<i>Solaio</i>	$W_{\text{solaio}} = S_{\text{solaio}} \cdot w_{\text{solaio}} = 336 \cdot 5,71 = 1919 \text{ kN}$	1919 kN
<i>Balcone</i>	$W_{\text{balcone}} = S_{\text{balconi}} \cdot w_{\text{balcone}} = 49,9 \cdot 4,78 = 239 \text{ kN}$	239 kN
<i>Scala</i>	$W_{\text{scala}} = S_{\text{scala}} \cdot w_{\text{scala}} = 18,9 \cdot 5,76 = 109 \text{ kN}$	109 kN
<i>Tampon.</i>	$W_{\text{tamponature}} = I_{\text{tamp}} \cdot \sum l_i = 5,31 \cdot 78,80 = 418 \text{ kN}$	418 kN
<i>Travi</i>	$W_{\text{travi}} = I_{\text{travi}} \cdot \sum l_i = 5,03 \cdot 67,30 + 5,27 \cdot 93,60 + 4 \cdot 13,40 = 885 \text{ kN}$	885 kN
<i>Pilastr</i>	$W_{\text{pilastr}} = n_{\text{pil}} \cdot I_{\text{pilastr}} \cdot h_{\text{pil}} = 24 \cdot [6,5 \cdot (4/2 + 3,2/2)] = 562 \text{ kN}$	562 kN
TOT		4131 kN

Peso sismico del 2° livello:

<i>Solaio</i>	$W_{\text{solaio}} = S_{\text{solaio}} \cdot w_{\text{solaio}} = 336 \cdot 5,71 = 1919 \text{ kN}$	1919 kN
<i>Balcone</i>	$W_{\text{balcone}} = S_{\text{balconi}} \cdot w_{\text{balcone}} = 49,9 \cdot 4,78 = 239 \text{ kN}$	239 kN
<i>Scala</i>	$W_{\text{scala}} = S_{\text{scala}} \cdot w_{\text{scala}} = 18,9 \cdot 5,76 = 109 \text{ kN}$	109 kN
<i>Tampon.</i>	$W_{\text{tamponature}} = I_{\text{tamp}} \cdot \sum l_i = 4,78 \cdot 78,80 = 377 \text{ kN}$	377 kN
<i>Travi</i>	$W_{\text{travi}} = I_{\text{travi}} \cdot \sum l_i = 4,03 \cdot 68 + 4,27 \cdot 94 + 4 \cdot 13,40 = 729 \text{ kN}$	729 kN
<i>Pilastr</i>	$W_{\text{pilastr}} = n_{\text{pil}} \cdot I_{\text{pilastr}} \cdot h_{\text{pil}} = 24 \cdot [6 \cdot (3,2 + 3,2)/2] = 461 \text{ kN}$	461 kN
TOT		3832 kN

Peso sismico del 3° livello:

<i>Solaio</i>	$W_{\text{solaio}} = S_{\text{solaio}} \cdot w_{\text{solaio}} = 336 \cdot 5,71 = 1919 \text{ kN}$	1919 kN
<i>Balcone</i>	$W_{\text{balcone}} = S_{\text{balconi}} \cdot w_{\text{balcone}} = 49,9 \cdot 4,78 = 239 \text{ kN}$	239 kN
<i>Scala</i>	$W_{\text{scala}} = S_{\text{scala}} \cdot w_{\text{scala}} = 18,9 \cdot 5,76 = 109 \text{ kN}$	109 kN
<i>Tampon.</i>	$W_{\text{tamponature}} = I_{\text{tamp}} \cdot \sum l_i = 4,78 \cdot 78,80 = 377 \text{ kN}$	377 kN
<i>Travi</i>	$W_{\text{travi}} = I_{\text{travi}} \cdot \sum l_i = 4,03 \cdot 68,70 + 4,27 \cdot 94,40 + 4 \cdot 13,40 = 733 \text{ kN}$	733 kN
<i>Pilastrì</i>	$W_{\text{pilastrì}} = n_{\text{pil}} \cdot I_{\text{pilastrì}} \cdot h_{\text{pil}} = 24 \cdot [5,5 \cdot (3,2 + 3,2) / 2] = 422 \text{ kN}$	422 kN
TOT		3798 kN

Peso sismico del 4° livello:

<i>Solaio</i>	$W_{\text{solaio}} = S_{\text{solaio}} \cdot w_{\text{solaio}} = 406 \cdot 6,01 = 2440 \text{ kN}$	2440kN
<i>Balcone</i>	$W_{\text{balcone}} = 0$	0 kN
<i>Scala</i>	$W_{\text{scala}} = S_{\text{scala}} / 2 \cdot w_{\text{scala}} = 9,45 \cdot 5,76 = 54 \text{ kN}$	54 kN
<i>Tampon.</i>	$W_{\text{tamponature}} = I_{\text{tamp}} \cdot \sum l_i = 1,95 \cdot 78,8 = 153 \text{ kN}$	153 kN
<i>Travi</i>	$W_{\text{travi}} = I_{\text{travi}} \cdot \sum l_i = 4,03 \cdot 69,40 + 4,27 \cdot 94,80 + 4 \cdot 13,40 / 2 = 711 \text{ kN}$	711 kN
<i>Pilastrì</i>	$W_{\text{pilastrì}} = n_{\text{pil}} \cdot I_{\text{pilastrì}} \cdot h_{\text{pil}} = 24 \cdot [5 \cdot 3,2 / 2] = 192 \text{ kN}$	192 kN
TOT		3551 kN

Calcolo delle masse

Per ciascun livello, le masse associate agli spostamenti lungo X ed Y sono ovviamente uguali.

- La massa associata al grado di libertà rotazionale è data dal prodotto delle masse per il quadrato del raggio di inerzia ρ^2 .
- Tali quantità sono assegnate direttamente al baricentro del relativo livello le masse possono essere assegnate anche in maniera differente
- Le *masse* si calcolano dai *pesi sismici* dividendoli per l'accelerazione di gravità $g = 9,81 \text{ m/s}^2$.
- Il *raggio di inerzia* ρ è calcolato assumendo tutte le masse spalmate uniformemente sulla superficie dell'edificio, la quale è assunta rettangolare e di $16,40 \times 25,40 \text{ m}$; conseguentemente risulta:

$$\rho = \sqrt{\frac{a^2 + b^2}{12}} \Rightarrow \rho^2 = \frac{a^2 + b^2}{12} = \frac{16,4^2 + 25,4^2}{12} = 76,2 \text{ m}^2$$

con a e b , dimensioni della
proiezione verticale dell'edificio

	$W \text{ (kN)}$	$M = W / g \text{ (t)}$	$I_p = M \cdot \rho^2 \text{ (t} \cdot \text{m}^2 \text{)}$
<i>1° livello</i>	4131	421	32078
<i>2° livello</i>	3832	391	29756
<i>3° livello</i>	3798	387	29493
<i>4° livello</i>	3551	362	27573

Determinazione del baricentro degli impalcati

- La pianta dell'edificio si presenta con buona approssimazione simmetrica rispetto all'asse Y' .
- La determinazione del baricentro, nel quale concentrare le masse sismiche, si riduce pertanto all'individuazione della sua posizione sull'asse verticale Y' .

- applicazione del *teorema di Varignon* : calcolo dei momenti statici rispetto all'asse X'
- per ragioni di simmetria sono nulli i momenti statici S_x , di balconi, tamponature, pilastri e travi.

- 1°, 2°, 3° livello:

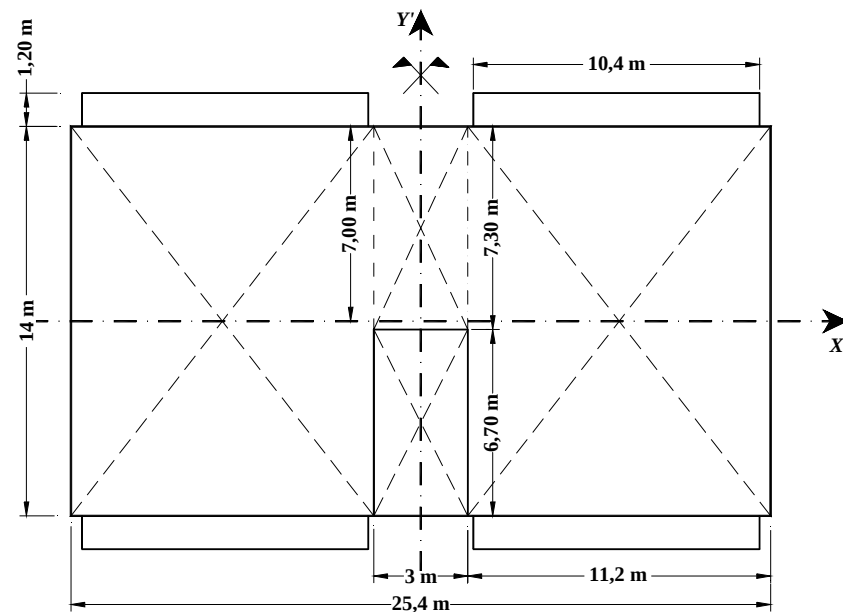
Pesi sismici	momenti statici S_x
$W_{\text{solaio}} = 5,71 \text{ kN/m}^2$	$5,71 \cdot 7,30 \cdot 3 \cdot (7,00 - 7,30/2) = +419 \text{ kNm}$
$W_{\text{scala}} = 5,76 \text{ kN/m}^2$	$5,76 \cdot 3 \cdot 6,70 \cdot (7,00 - 6,70/2) = -423 \text{ kNm}$
$W_{\text{trave a ginocchio}} = 4 \text{ kN/m}$	$2 \cdot 4 \cdot 6,70 \cdot (7,00 - 6,70/2) = -196 \text{ kNm}$
$W_{\text{pareti}} = 27 \text{ kN/m}$	$27 \cdot (4,6 \cdot 0,34 \cdot 2) = +80 \text{ kNm}$
	$\Sigma_i S_x = -120 \text{ kNm}$

- 1° livello: $W = 4131 \text{ kN}$ $\Sigma_i S_x / \Sigma_i W_i = -200/4131 = -0,05 \text{ m}$
 2° livello: $W = 3832 \text{ kN}$ $\Sigma_i S_x / \Sigma_i W_i = -200/3832 = -0,05 \text{ m}$
 3° livello: $W = 3798 \text{ kN}$ $\Sigma_i S_x / \Sigma_i W_i = -200/3798 = -0,05 \text{ m}$

- 4° livello:

Pesi sismici	momenti statici S_x
$W_{\text{scala}} = 5,76 \text{ kN/m}^2$	$[5,76 \cdot (3 \cdot 6,70)/2] \cdot (7,00 - 6,70/2) = -211 \text{ kNm}$
$W_{\text{trave a ginocchio}} = 4 \text{ kN/m}$	$4 \cdot 6,70 \cdot (7,00 - 6,70/2) = -98 \text{ kNm}$
	$\Sigma_i S_x = -309 \text{ kNm}$

- 4° livello $W = 3551 \text{ kN}$ $\Sigma_i S_x / \Sigma_i W_i = -309/3551 = -0,09 \text{ m}$



Verifica di regolarità in pianta

La struttura si presenta sicuramente *regolare in pianta* in quanto sono rispettate le condizioni enunciate al **punto 4.3.1 – Regolarità**.

Si osservi che anche la distribuzione dei *tamponamenti* si presenta *regolare*, ai sensi di quanto riportato al **punto 5.6.2 – Irregolarità provocate dai tamponature**.

Conseguentemente, il modello della struttura in esame, può essere sia *spaziale*, che costituito da *elementi resistenti piani*, nelle due direzioni ortogonali (**punto 4.4 – Modellazione della struttura**).

Verifica di regolarità in altezza

La regolarità in elevazione di una costruzione implica la possibilità di eseguire un'analisi statica lineare, così come chiarito al **punto 4.5.2 – Analisi statica lineare**. Le condizioni da rispettare per avere un edificio *regolare in altezza* sono richiamate in quattro punti (*e*, *f*, *g* e *h*) al **punto 4.3.1 – Regolarità**.

Le condizioni dei punti *e* ed *h* sono sicuramente soddisfatte, mentre la verifica del punto *g* va fatta solo in classe di duttilità bassa.

In relazione al punto *f*, il calcolo delle masse o dei pesi sismici mostra che l'edificio è regolare in altezza in termini di massa. Infatti sussiste una riduzione graduale dalla base alla cima dell'edificio, che non supera il 25%:

	W (kN)	$M = W / g$ (t)	Riduzione (%)
1° livello	4131	421	
2° livello	3832	391	-7,24%
3° livello	3798	387	-0,88%
4° livello	3551	362	-6,51%

La verifica di regolarità in altezza in termini di rigidezza, invece, viene nel seguito eseguita andando a modellare la struttura ed applicando in ciascuna delle due direzioni, separatamente, le azioni sismiche, calcolate secondo quanto detto al punto 4.5.2 – Analisi statica lineare, ed agenti nel baricentro di ciascun impalcato.

Verifica rigidezza *direzione X*

DIR <i>X</i>	<i>Taglio di piano</i>		<i>d_r</i>	<i>K_{lat}</i>	<i>Riduzione</i>
	(kN)		(mm)	(kN/m)	(%)
1° livello	F ₁ +F ₂ +F ₃ +F ₄	1000	2.03	492611	
2° livello	F ₂ +F ₃ +F ₄	875	1.94	450892	-8.5%
3° livello	F ₃ +F ₄	666	1.79	371409	-17.6%
4° livello	F ₄	366	1.13	323140	-13.0%

Verifica rigidezza *direzione Y*

DIR <i>Y</i>	<i>Taglio di piano</i>		<i>d_r</i>	<i>K_{lat}</i>	<i>Riduzione</i>
	(kN)		(mm)	(kN/m)	(%)
1° livello	F ₁ +F ₂ +F ₃ +F ₄	1000	2.01	498256	
2° livello	F ₂ +F ₃ +F ₄	875	1.68	520363	4.4%
3° livello	F ₃ +F ₄	666	1.50	443119	-14.8%
4° livello	F ₄	366	0.96	380185	-14.2%

L'edificio risulta essere *regolare in altezza* secondo quanto richiesto dal *punto f* del **punto 4.3.1 – Regolarità**.

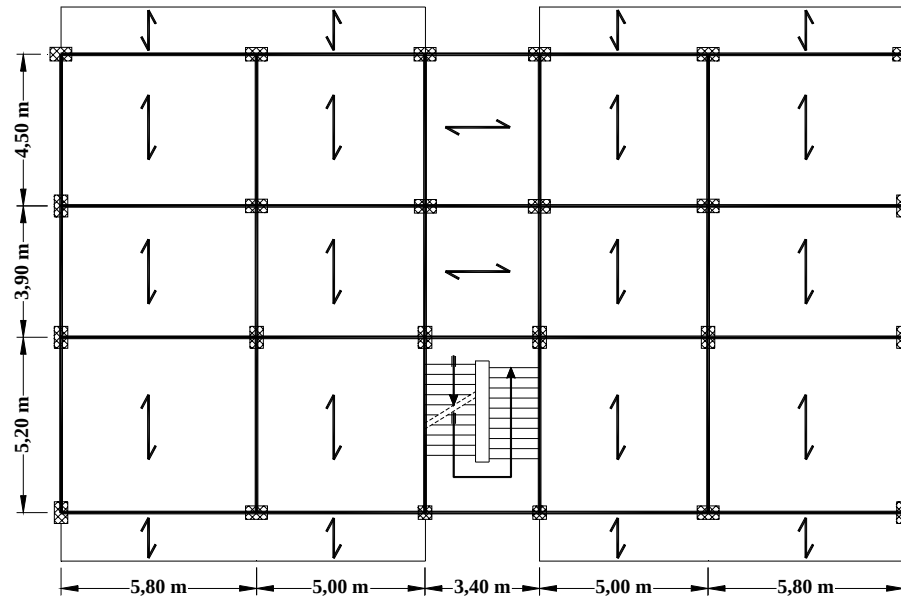
Nel caso in esame non è possibile considerare le travi infinitamente rigide flessionalmente rispetto ai pilastri e dunque risulta non accettabile la valutazione semplificata della rigidezza di piano considerando i telai di tipo shear type; tale condizione è frequente nei telai che devono seguire la gerarchia delle resistenze trave-colonna.

Sono comunque utilizzabili modalità di calcolo convenzionale semplificate per valutare la regolarità delle rigidezze in altezza, ad esempio correggendo le rigidezze valutate con telaio shear-type mediante coefficienti numerici che tengano conto dell'effettiva rigidezza delle travi rispetto ai pilastri.

Le verifiche della regolarità in altezza delle resistenze (punto g) che richiede la conoscenza delle armature dei pilastri si effettua solo per la Classe di Duttività “B”

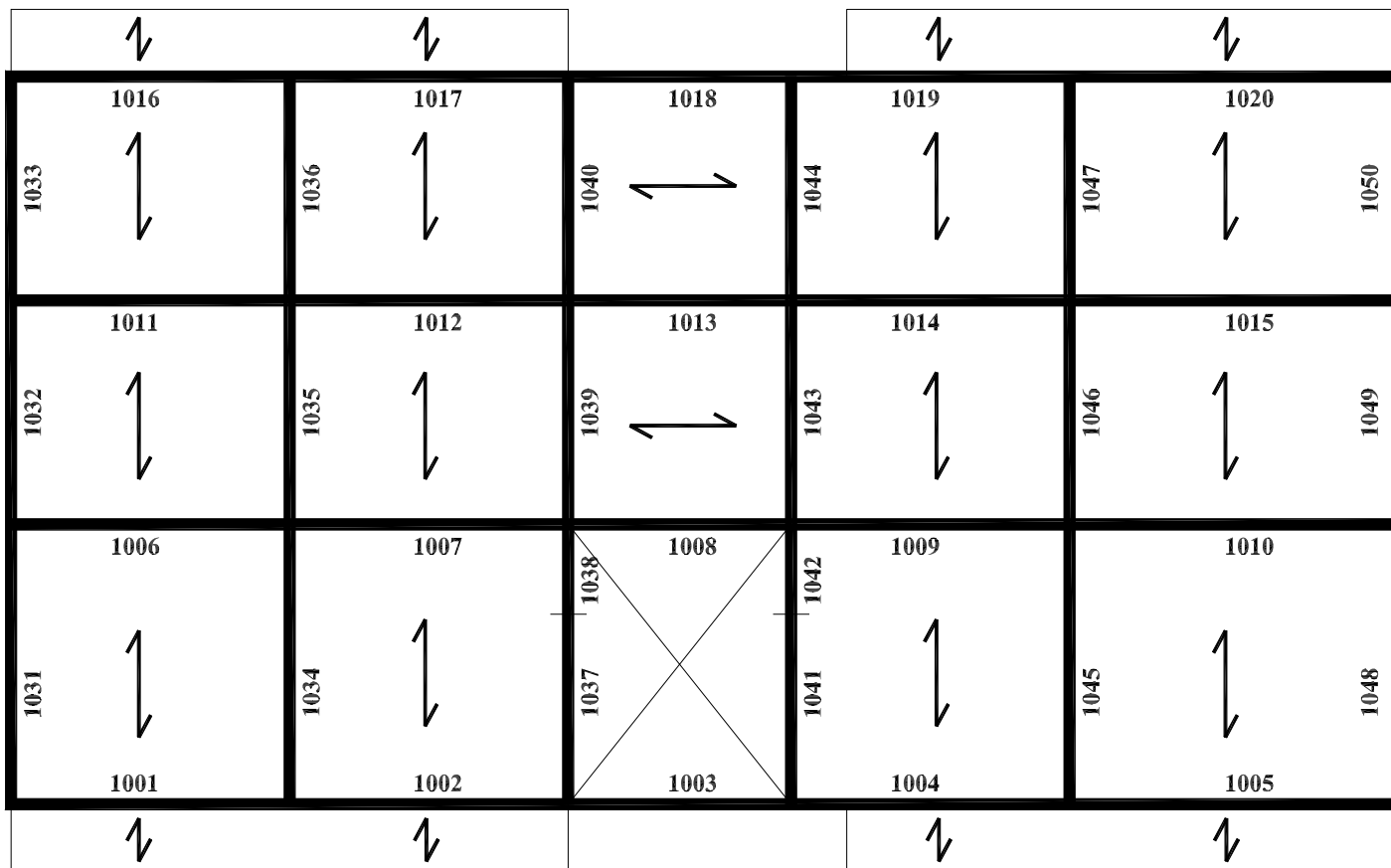
CALCOLO DEI CARICHI AGENTI SULLE TRAVI

Per ogni elemento *trave* di ciascun livello, si determina il valore del **carico accidentale** Q_k e di quello **fisso** G_k (escluso il peso proprio dell'elemento) tenendo conto dell'orditura dei solai. Si specifica che i **carichi accidentali** Q_k sono *nominali*, cioè non moltiplicati per i rispettivi coefficienti di combinazione.



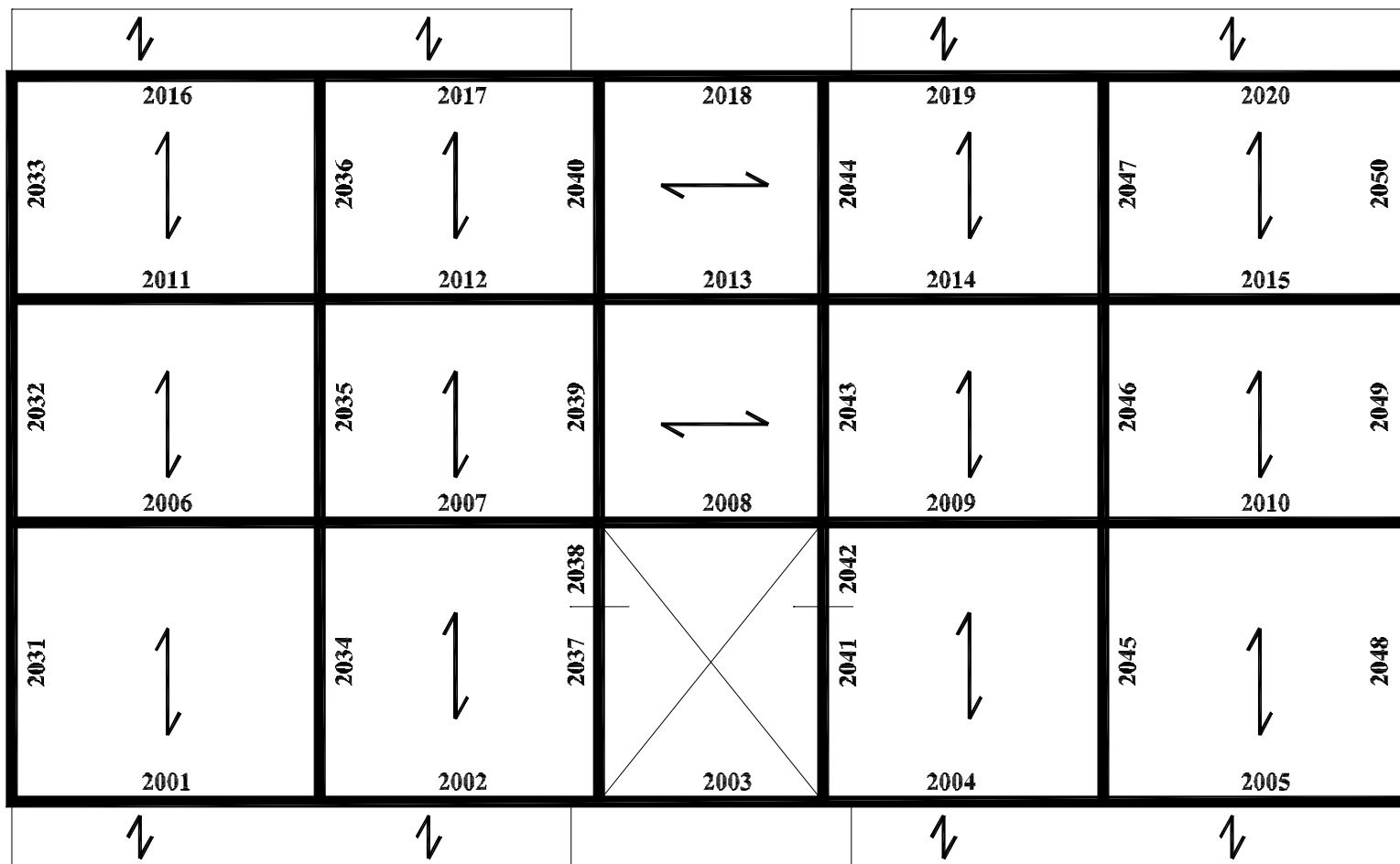
Ogni elemento trave, è indicato con un numero a 4 cifre di cui il primo è identificativo del livello di appartenenza, mentre gli ultimi due identificano l'elemento stesso.

1° livello



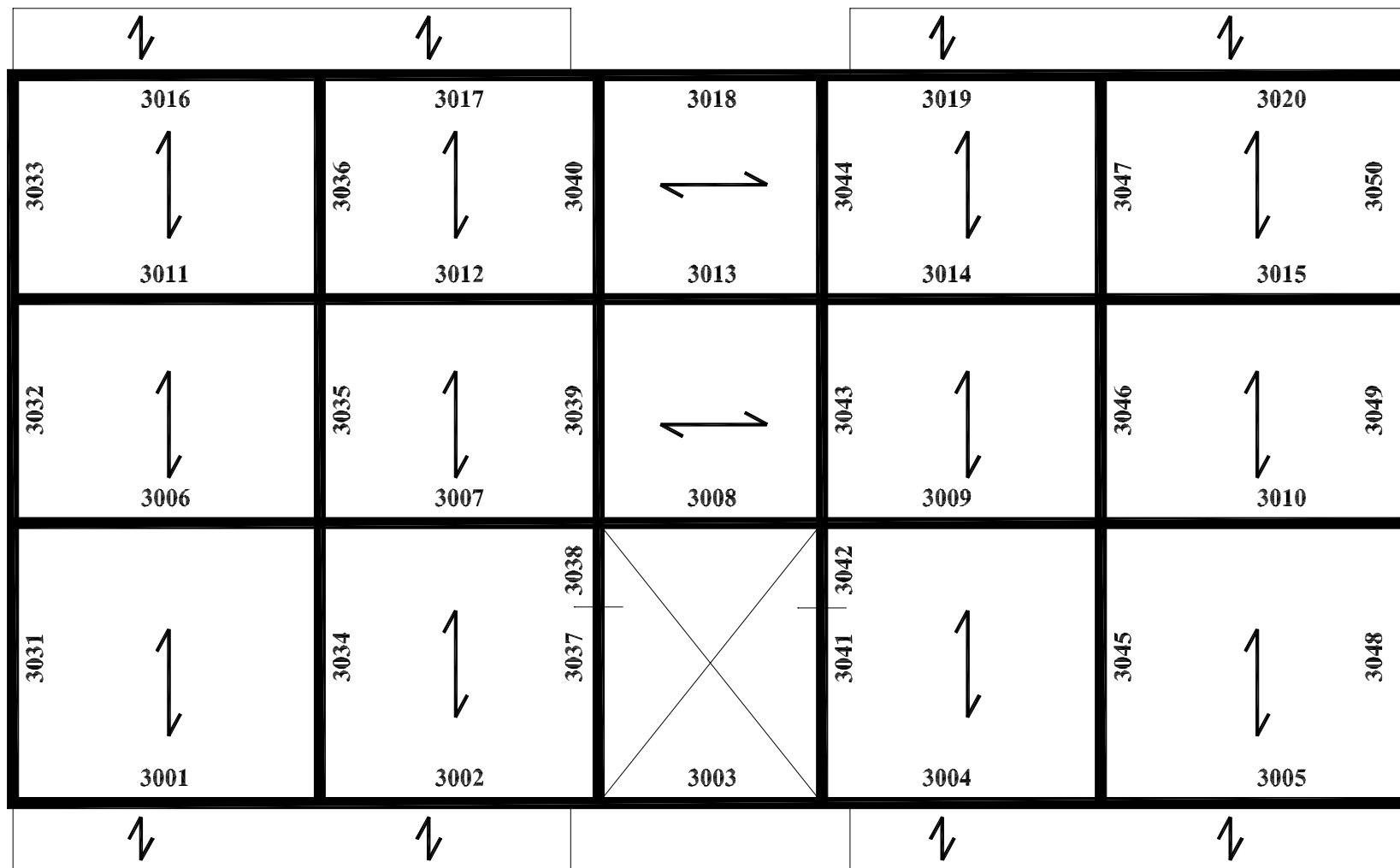
<i>Elementi</i>	<i>G_k</i> (kN/m)	<i>Q_k</i> (kN/m)	<i>Elementi</i>	<i>G_k</i> (kN/m)	<i>Q_k</i> (kN/m)
1001	25,2	10,8	1031	5,2	0,0
1002	25,2	10,8	1032	5,2	0,0
1003	2,9	0,0	1033	5,2	0,0
1004	25,2	10,8	1034	1,1	0,0
1005	25,2	10,8	1035	1,1	0,0
1006	25,7	9,1	1036	1,1	0,0
1007	25,7	9,1	1037-1038	1,1	0,0
1008	1,1	0,0	1039	10,3	3,4
1009	25,7	9,1	1040	10,3	3,4
1010	25,7	9,1	1041-1042	1,1	0,0
1011	23,8	8,4	1043	10,3	3,4
1012	23,8	8,4	1044	10,3	3,4
1013	1,1	0,0	1045	1,1	0,0
1014	23,8	8,4	1046	1,1	0,0
1015	23,8	8,4	1047	1,1	0,0
1016	23,3	10,1	1048	5,2	0,0
1017	23,3	10,1	1049	5,2	0,0
1018	2,9	0,0	1050	5,2	0,0
1019	23,3	10,1			
1020	23,3	10,1			

2° livello



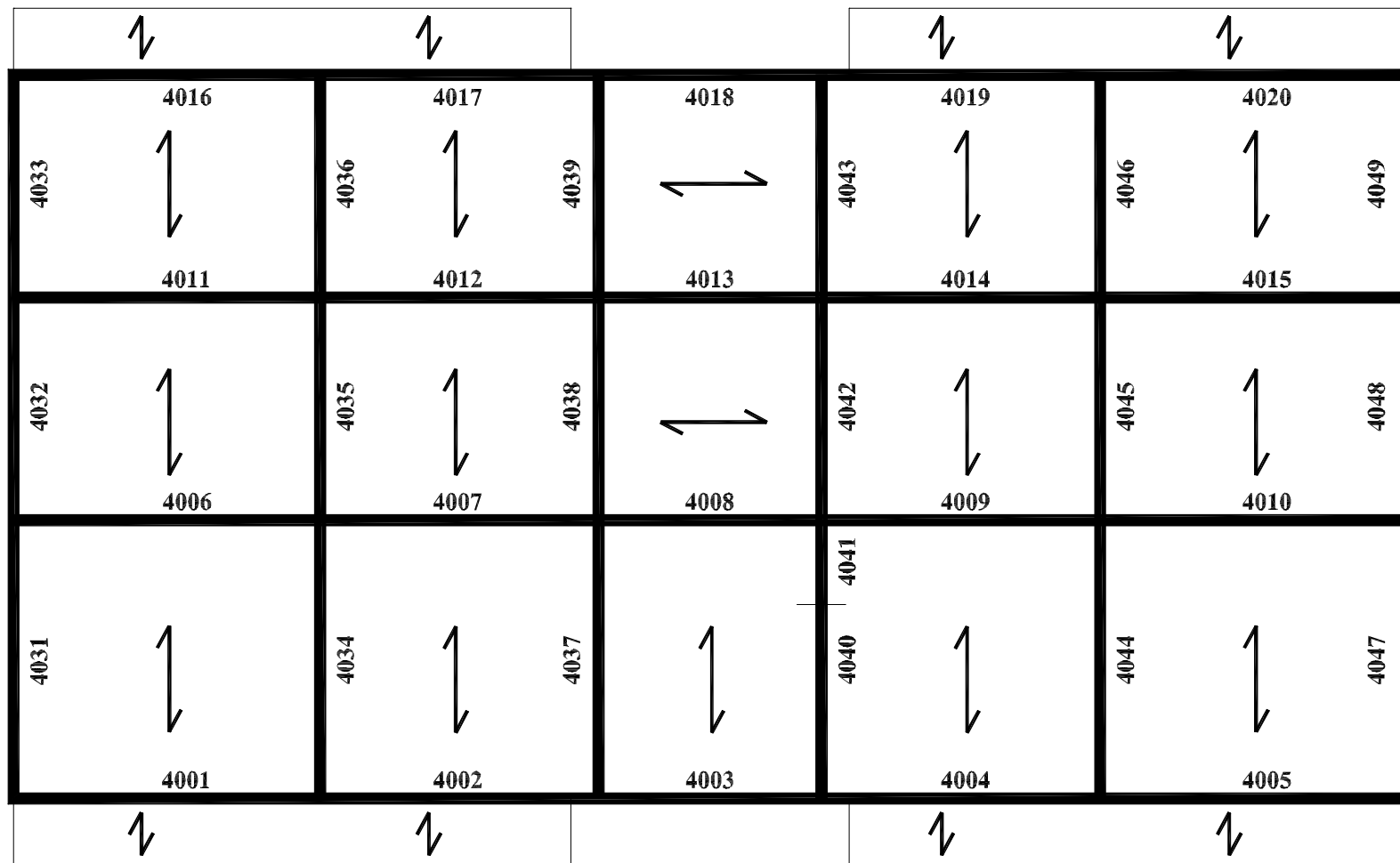
<i>Elementi</i>	<i>G_k</i> (kN/m)	<i>Q_k</i> (kN/m)	<i>Elementi</i>	<i>G_k</i> (kN/m)	<i>Q_k</i> (kN/m)
2001	25,2	10,8	2031	5,3	0,0
2002	25,2	10,8	2032	5,3	0,0
2003	2,9	0,0	2033	5,3	0,0
2004	25,2	10,8	2034	1,1	0,0
2005	25,2	10,8	2035	1,1	0,0
2006	25,7	9,1	2036	1,1	0,0
2007	25,7	9,1	2037-2038	1,1	0,0
2008	1,1	0,0	2039	10,3	3,4
2009	25,7	9,1	2040	10,3	3,4
2010	25,7	9,1	2041-2042	1,1	0,0
2011	23,8	8,4	2043	10,3	3,4
2012	23,8	8,4	2044	10,3	3,4
2013	1,1	0,0	2045	1,1	0,0
2014	23,8	8,4	2046	1,1	0,0
2015	23,8	8,4	2047	1,1	0,0
2016	23,4	10,1	2048	5,3	0,0
2017	23,4	10,1	2049	5,3	0,0
2018	2,9	0,0	2050	5,3	0,0
2019	23,4	10,1			
2020	23,4	10,1			

3° livello



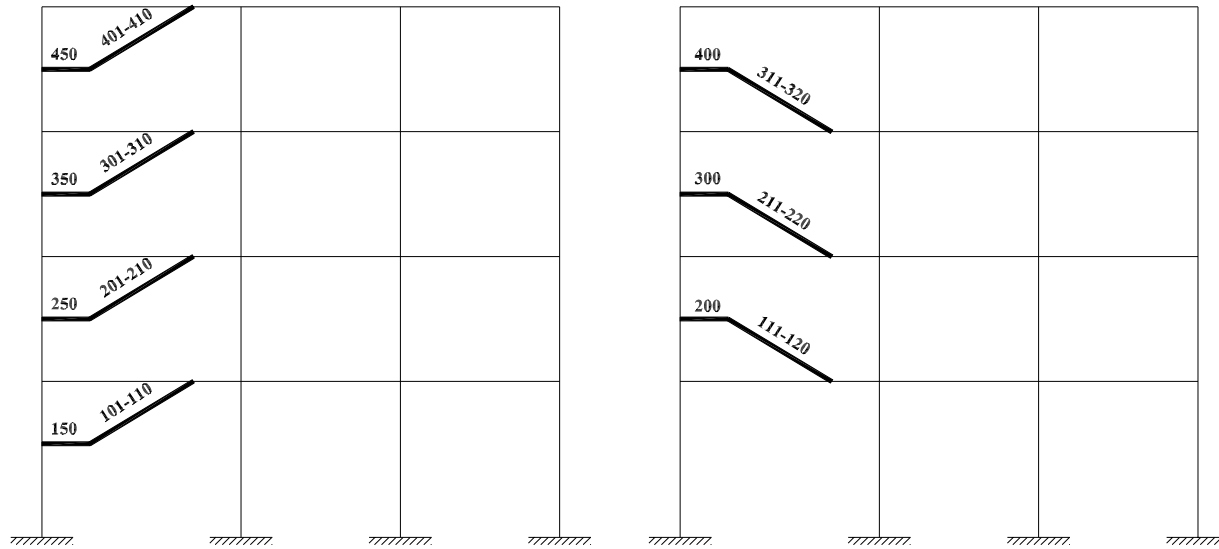
<i>Element</i>	G_k (kN/m)	Q_k (kN/m)	<i>Element</i>	G_k (kN/m)	Q_k (kN/m)
3001	25,2	10,8	3031	5,3	0,0
3002	25,2	10,8	3032	5,3	0,0
3003	2,9	0,0	3033	5,3	0,0
3004	25,2	10,8	3034	1,1	0,0
3005	25,2	10,8	3035	1,1	0,0
3006	25,7	9,1	3036	1,1	0,0
3007	25,7	9,1	3037-3038	1,1	0,0
3008	1,1	0,0	3039	10,3	3,4
3009	25,7	9,1	3040	10,3	3,4
3010	25,7	9,1	3041-3042	1,1	0,0
3011	23,8	8,4	3043	10,3	3,4
3012	23,8	8,4	3044	10,3	3,4
3013	1,1	0,0	3045	1,1	0,0
3014	23,8	8,4	3046	1,1	0,0
3015	23,8	8,4	3047	1,1	0,0
3016	23,4	10,1	3048	5,3	0,0
3017	23,4	10,1	3049	5,3	0,0
3018	2,9	0,0	3050	5,3	0,0
3019	23,4	10,1			
3020	23,4	10,1			

4° livello



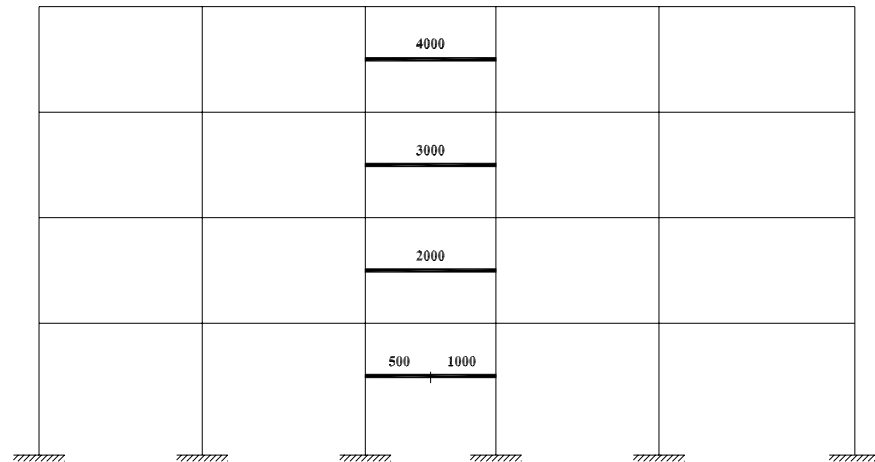
<i>Elementi</i>	G_k (kN/m)	Q_k (kN/m)	<i>Elementi</i>	G_k (kN/m)	Q_k (kN/m)
4001	22,2	8,0	4031	0,6	0,0
4002	22,2	8,0	4032	0,6	0,0
4003	14,6	5,2	4033	0,6	0,0
4004	22,2	8,0	4034	1,1	0,0
4005	22,2	8,0	4035	1,1	0,0
4006	25,7	9,1	4036	1,1	0,0
4007	25,7	9,1	4037	1,1	0,0
4008	15,2	5,2	4038	10,3	3,4
4009	25,7	9,1	4039	10,3	3,4
4010	25,7	9,1	4040-4041	1,1	0,0
4011	23,8	8,4	4042	10,3	3,4
4012	23,8	8,4	4043	10,3	3,4
4013	1,1	0,0	4044	1,1	0,0
4014	23,8	8,4	4045	1,1	0,0
4015	23,8	8,4	4046	1,1	0,0
4016	20,3	7,3	4047	0,6	0,0
4017	20,3	7,3	4048	0,6	0,0
4018	0,6	0,0	4049	0,6	0,0
4019	20,3	7,3			
4020	20,3	7,3			

Scala: Trave a ginocchio (sezioni)



<i>Elementi</i>	G_k (kN/m)	Q_k (kN/m)	<i>Elementi</i>	G_k (kN/m)	Q_k (kN/m)
101-110	2,8	0,0	111-120	2,8	0,0
201-210	2,8	0,0	211-220	2,8	0,0
301-310	2,8	0,0	311-320	2,8	0,0
401-410	2,8	0,0	200	9,9	6,8
150	9,9	6,8	300	9,9	6,8
250	9,9	6,8	400	9,9	6,8
350	9,9	6,8			
450	9,9	6,8			

Scala: Trave a ginocchio (prospetto)



<i>Elementi</i>	G_k (kN/m)	Q_k (kN/m)
500	14,8	11,6
1000	2,8	0
2000	2,8	0
3000	2,8	0
4000	2,8	0

La parte obliqua della trave a ginocchio non appare caricata dal sovraccarico accidentale dal momento che questo grava direttamente sui gradini.

MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

Nel caso in esame, essendo l'edificio regolare in pianta, il modello di calcolo può essere *piano* o *spaziale*. In ogni caso esso è definito dalla linea d'assi degli elementi (si veda anche Manuale 1 sezione 2.5.1) ed eventualmente può essere considerata la rigidezza del nodo mediante dei conci rigidi agli estremi degli elementi (si veda anche Manuale 1 sezione 4.8.3).

Il modello utilizzato nell'analisi strutturale è di tipo spaziale, essendo oggi in commercio programmi in grado di implementare agevolmente una struttura tridimensionale.

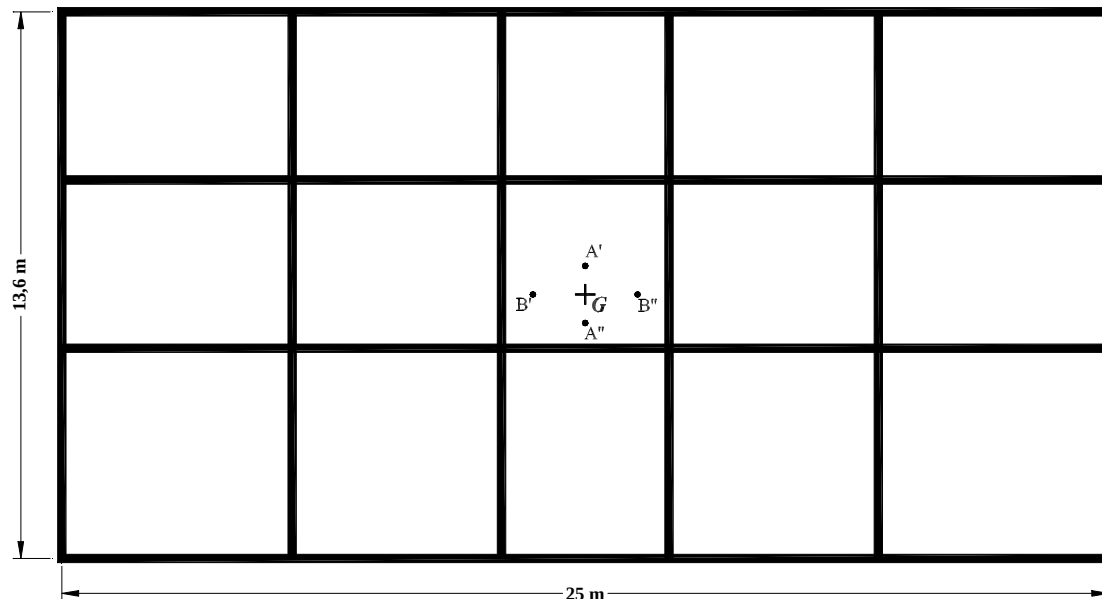
Da un punto di vista dinamico, con l'ipotesi di *impalcato infinitamente rigido nel proprio piano*, tre sono i gradi di libertà per ciascun livello. Ossia due traslazioni, nelle due direzioni ortogonali, del *baricentro dell'impalcato* e la rotazione intorno all'asse verticale passante per esso.

In aggiunta all'eccentricità effettiva del baricentro, dovrà essere considerata un'*eccentricità accidentale*, spostando il centro massa di ogni piano, in ogni direzione considerata, di una distanza pari al 5% della dimensione massima del piano in direzione perpendicolare all'azione sismica.

eccentricità

$$\overline{B'G} = \overline{B''G} = 5\% \text{ di } 25 \text{ m} = 1,25 \text{ m}$$

$$\overline{A'G} = \overline{A''G} = 5\% \text{ di } 13,6 \text{ m} = 0,68 \text{ m}$$



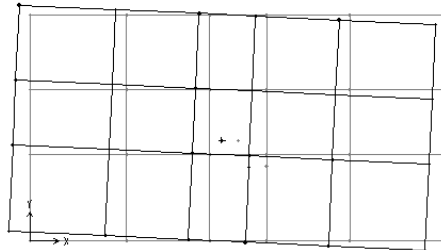
RISULTATI DELL'ANALISI DINAMICA MODALE (SLU)

L'analisi modale associata allo *spettro di progetto* (**punto 3.2.5 – Spettri di progetto per lo stato limite ultimo**), è da considerarsi il metodo normale per la definizione delle sollecitazioni di progetto (è per questo che è stata adottata nel presente Manuale) e va applicata ad un modello tridimensionale dell'edificio oppure a due modelli piani separati, a condizione che siano rispettati i criteri di regolarità in pianta di cui al **punto 4.3.1** (**punto 4.5.3 – Analisi dinamica modale**). **E' stata adottata l'analisi modale anche se in questo caso è possibile l'analisi statica.**

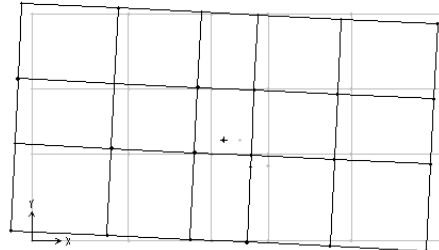
L'analisi modale è stata effettuata considerando la totalità dei **modi di vibrare del modello (12)**; dunque il **punto 4.5.3**, in cui vi sono requisiti sulla massa partecipante, è automaticamente soddisfatto.

Azione sismica *Ex* agente lungo una direzione passante per A'',

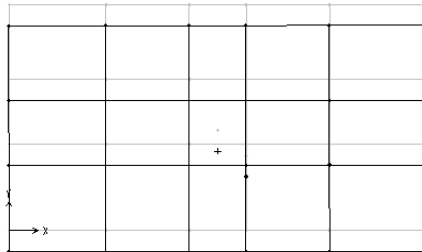
Primi sei modi di vibrazione con vista dall'alto (indicazione masse partecipanti)



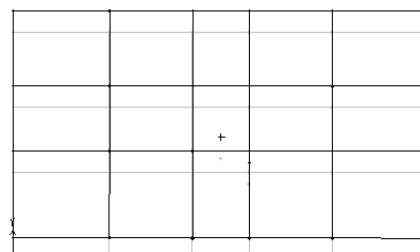
1° modo di vibrazione: *Trasl. lungo X*
($T=0,545$ s; $\tilde{M}_{\%X}=74,5\%$; $\tilde{M}_{\%Y}=0\%$)



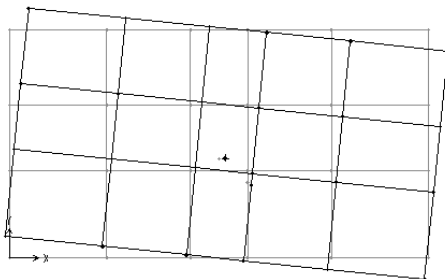
4° modo di vibrazione: *Trasl. lungo X*
($T=0,185$ s; $\tilde{M}_{\%X}=9,4\%$; $\tilde{M}_{\%Y}=0\%$)



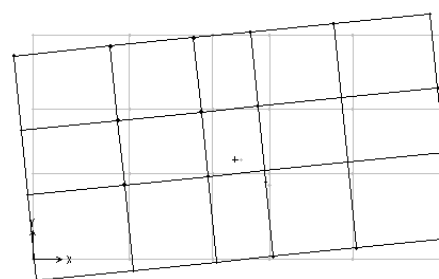
2° modo di vibrazione: *Trasl. lungo Y*
($T=0,505$ s; $\tilde{M}_{\%X}=0\%$; $\tilde{M}_{\%Y}=87,8\%$)



5° modo di vibrazione: *Trasl. lungo Y*
($T=0,172$ s; $\tilde{M}_{\%X}=0\%$; $\tilde{M}_{\%Y}=9,9\%$)

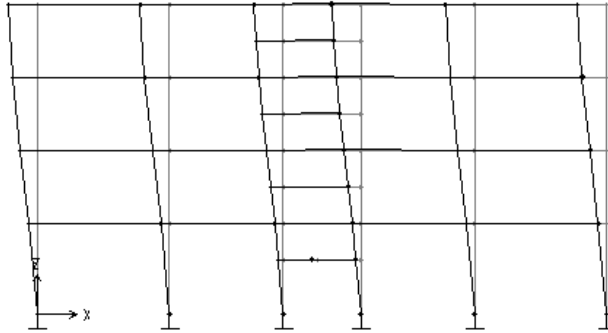


3° modo di vibrazione: *Torsione*
Torsione
($T=0,449$ s; $\tilde{M}_{\%X}=11,0\%$; $\tilde{M}_{\%Y}=0\%$)

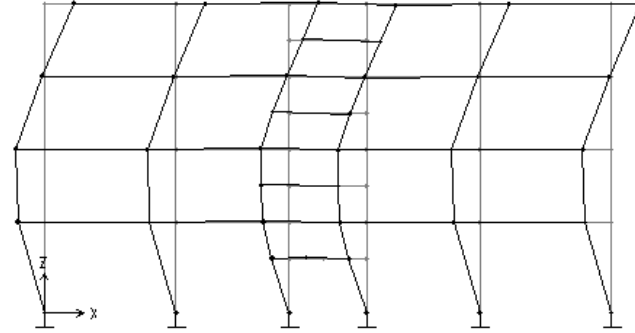


6° modo di vibrazione:
($T=0,152$ s; $\tilde{M}_{\%X}=1,6\%$; $\tilde{M}_{\%Y}=0\%$)

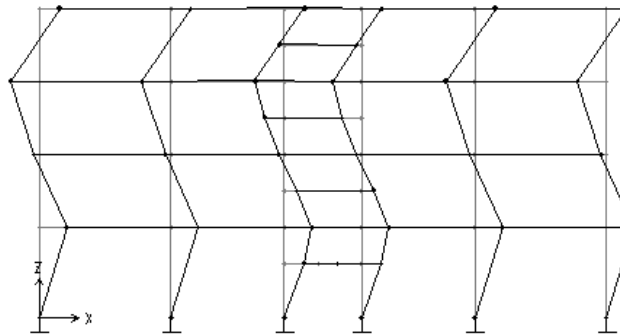
**Proiezione nel piano XZ dei primi tre modi
con massa partecipante preponderante in direzione X**



1° modo di vibrazione: *Trasl. lungo X*
($T=0,545$ s; $\tilde{M}_{\%X}=74,5\%$; $\tilde{M}_{\%Y}=0\%$)

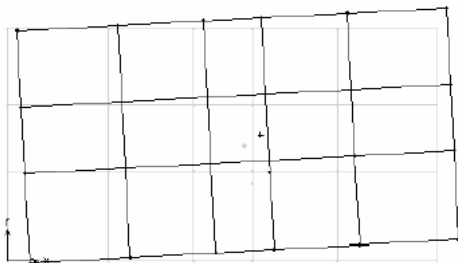


4° modo di vibrazione: *Trasl. lungo X*
($T=0,185$ s; $\tilde{M}_{\%X}=9,4\%$; $\tilde{M}_{\%Y}=0\%$)

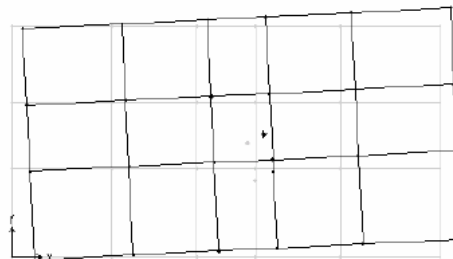


7° modo di vibrazione: *Traslazione lungo X*
($T=0,105$ s; $\tilde{M}_{\%X}=2,0\%$; $\tilde{M}_{\%Y}=0\%$)

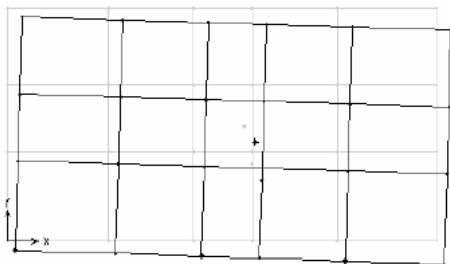
Azione sismica E_y agente lungo una direzione passante per B'', Primi sei modi di vibrazione con vista dall'alto con indicazione della massa partecipante)



1° modo di vibrazione: *Trasl. lungo X*
($T=0,537$ s; $\tilde{M}_{\%x}=61,9\%$; $\tilde{M}_{\%y}=14,5\%$)



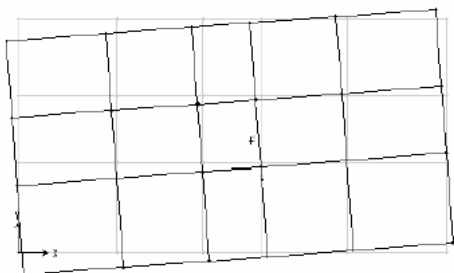
4° modo di vibrazione: *Trasl. lungo X*
($T=0,182$ s; $\tilde{M}_{\%x}=7,2\%$; $\tilde{M}_{\%y}=2,0\%$)



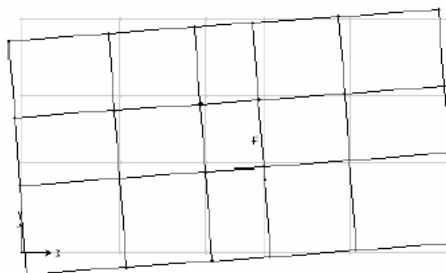
2° modo di vibrazione: *Trasl. lungo Y*
($T=0,518$ s; $\tilde{M}_{\%x}=22,1\%$; $\tilde{M}_{\%y}=57,2\%$)



5° modo di vibrazione: *Trasl. lungo Y*
($T=0,176$ s; $\tilde{M}_{\%x}=3,5\%$; $\tilde{M}_{\%y}=6,1\%$)

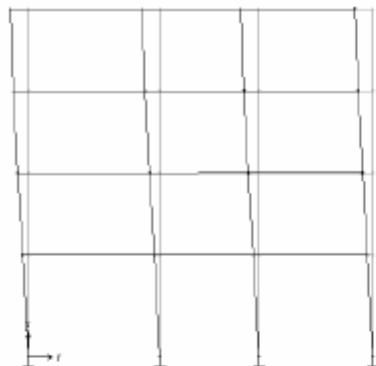


3° modo di vibrazione: *Torsione*
($T=0,444$ s; $\tilde{M}_{\%x}=2,0\%$; $\tilde{M}_{\%y}=16,1\%$)

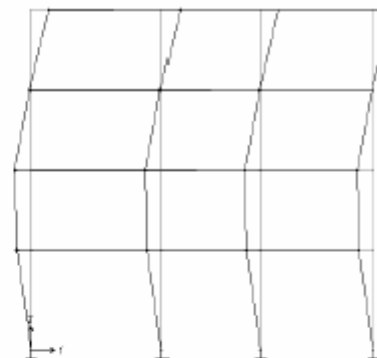


6° modo di vibrazione: *Torsione*
($T=0,151$ s; $\tilde{M}_{\%x}=0,3\%$; $\tilde{M}_{\%y}=1,8\%$)

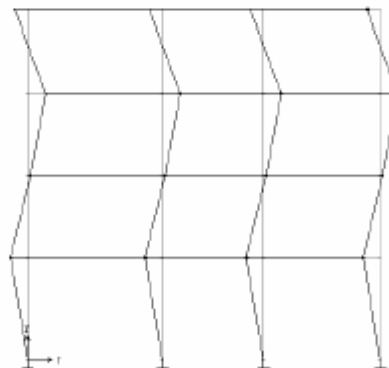
Proiezione nel piano YZ dei primi tre modi con massa partecipante preponderante in direzione Y



2° modo di vibrazione: *Trasl. lungo Y*
($T=0,518$ s; $\tilde{M}_{y,z}=22,1\%$; $\tilde{M}_{y,y}=57,2\%$)



5° modo di vibrazione: *Trasl. lungo Y*
($T=0,176$ s; $\tilde{M}_{y,z}=3,5\%$; $\tilde{M}_{y,y}=6,1\%$)



8° modo di vibrazione: *Traslazione lungo Y*
($T=0,100$ s; $\tilde{M}_{y,z}=0,9\%$; $\tilde{M}_{y,y}=1,1\%$)

Il dimezzamento dell'inerzia delle sezioni connessa con la fessurazione e consentito dalla norma avrebbe portato all'aumento di tutti i periodi propri di $\sqrt{2}$, consentendo la diminuzione delle azioni sismiche, sfruttando il ramo discendente dello spettro di progetto per i primi tre modi. Peraltro tale scelta avrebbe raddoppiato la deformabilità della struttura, penalizzando la verifica allo SLD.

La combinazione dei modi, al fine del calcolo di sollecitazioni e spostamenti è stata effettuata attraverso una *combinazione quadratica completa (CQC)*, in quanto non è rispettata la condizione che il periodo di vibrazione di ciascun modo differisca di almeno il 10% da tutti gli altri. (***Analisi dinamica modale***).

$$E = \left(\sum_i \sum_j \rho_{ij} E_i E_j \right)^{1/2}$$

E è il valore totale della componente di risposta sismica che si sta considerando;

E_i è il valore della medesima componente dovuta al modo i ;

E_j è il valore della medesima componente dovuta al modo j ;

$\rho_{ij}(\xi)$ è il coefficiente di correlazione tra il modo i e il modo j ;

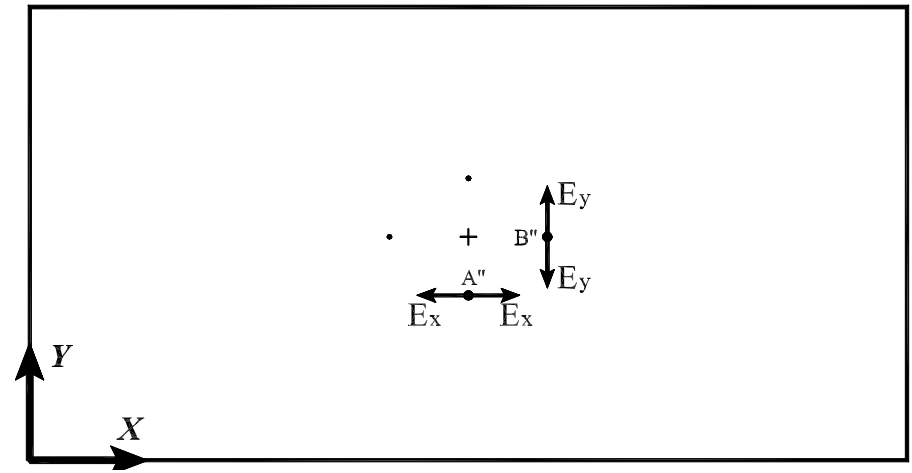
ξ è il *coefficiente di smorzamento viscoso equivalente* (posto pari a 0,05).

si sceglie l'opzione normativa secondo cui i valori massimi della risposta ottenuti da ciascuna delle **due azioni orizzontali applicate separatamente (sollecitazioni) sono combinati sommando ai massimi ottenuti per l'azione applicata in una direzione, il 30% dei massimi ottenuti per l'azione applicata nell'altra direzione (punto 4.6 – Combinazione delle componenti dell'azione sismica)**.

Si ottengono **32 diverse combinazioni**, in quanto vi sono 8 coppie di azioni ortogonali (in particolare + e – azione massima nella direzione X combinata con + e – il 30% dell'azione massima nella direzione Y; inoltre + e – azione massima nella direzione Y combinata con + e – il 30% dell'azione massima nella direzione X, per un totale di 8 casi), da moltiplicare per le 4 possibili posizioni del centro delle masse.

Ad esempio, considerata un'azione sismica orizzontale applicata lungo una direzione passante per A'' , i cui effetti vengono indicati con E_x , ed una ad essa ortogonale applicata secondo la direzione passante per B'' , i cui effetti vengono indicati con E_y , le 8 combinazioni risultano

$1^\circ : +E_x + 30\% E_y$	$5^\circ : +30\% E_x + E_y$
$2^\circ : +E_x - 30\% E_y$	$6^\circ : +30\% E_x - E_y$
$3^\circ : -E_x + 30\% E_y$	$7^\circ : -30\% E_x + E_y$
$4^\circ : -E_x - 30\% E_y$	$8^\circ : -30\% E_x - E_y$



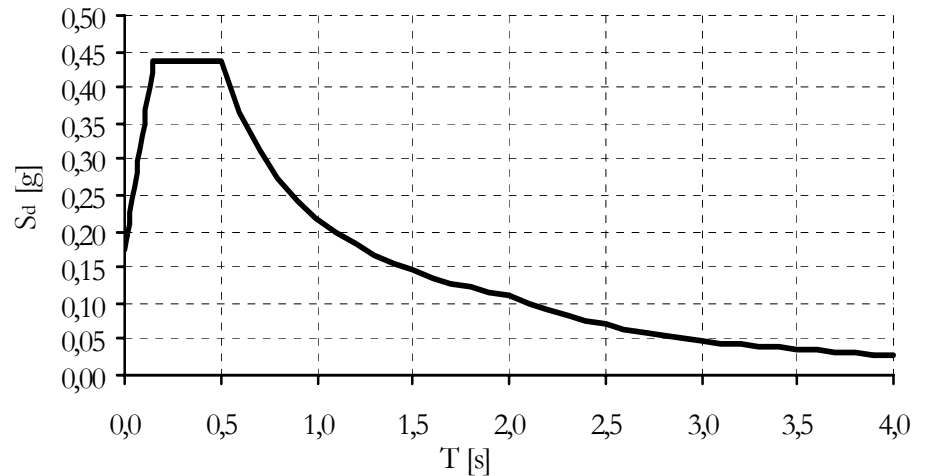
trattandosi di verifiche a presso flessione deviata per i pilastri, a priori non è possibile eliminare alcuna delle 32 combinazioni;

Nel caso di presenza di un asse di simmetria sarebbe possibile eliminare 8 combinazioni in quanto risulta inutile spostare da entrambi i lati, rispetto all'asse di simmetria, il centro delle masse. Dunque le combinazioni si ridurrebbero a 16.

VERIFICA DELLO STATO LIMITE DI DANNO

Le costruzioni nel loro complesso, includendo gli **elementi strutturali e quelli non strutturali**, ivi compreso le apparecchiature rilevanti alla funzione dell'edificio, **non devono subire gravi danni ed interruzione d'uso, in conseguenza di eventi sismici che abbiano una probabilità di occorrenza più elevata di quella dell'azione sismica di progetto**

Spettro di progetto per lo stato limite di danno
ottenuto riducendo lo spettro di
risposta elastica secondo un *fattore pari*
a 2,5



Si ricorda che l'azione sismica è valutata per le masse associate ai pesi sismici che sono gli stessi dello SLU

	W (kN)	$M = W / g$ (t)	$I_p = M \cdot \rho^2$ (t·m ²)
1° livello	4131	421	32078
2° livello	3832	391	29756
3° livello	3798	387	29493
4° livello	3551	362	27573

CALCOLO DEGLI SPOSTAMENTI

Per l'azione sismica di progetto dovrà essere verificato che gli spostamenti strutturali non producano danni tali da rendere temporaneamente inagibile l'edificio. Questa condizione si potrà ritenere soddisfatta quando gli spostamenti di interpiano (d_r) ottenuti dall'analisi siano inferiori ai limiti indicati (**punto 4.11.2 – Stato limite di danno**).

Nel caso in esame, per edifici con tamponamenti collegati rigidamente alla struttura e che interferiscono con la deformabilità della stessa

$$d_r \leq 0,005h$$

con h altezza del piano

.Gli spostamenti indotti dall'azione sismica relativa allo stato limite di danno vengono valutati moltiplicando gli spostamenti ottenuti utilizzando un'analisi dinamica modale associata allo spettro di progetto corrispondente, per il fattore di importanza utilizzato

CALCOLO DEGLI SPOSTAMENTI

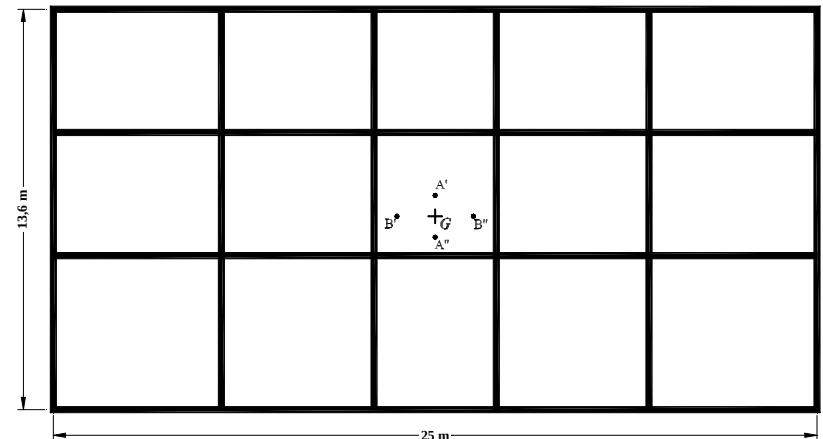
L'analisi modale può essere applicata ad un modello tridimensionale dell'edificio oppure a due modelli piani separati a condizione che siano rispettati i criteri di regolarità in pianta di cui al *punto 4.3.1*

La combinazione dei modi, al fine del calcolo di sollecitazioni e spostamenti, è stata effettuata attraverso una *combinazione quadratica completa (CQC)*, in quanto non è rispettata la condizione che il periodo di vibrazione di ciascun modo differisca di almeno il 10% da tutti gli altri.

In aggiunta all'eccentricità effettiva dovrà essere considerata un'*eccentricità accidentale*, spostando il centro massa di ogni piano, in ogni direzione considerata, di una distanza pari al 5% della dimensione massima del piano in direzione perpendicolare all'azione sismica

$$\overline{B'G} = \overline{B''G} = 5\% \text{ di } 25 \text{ m} = 1,25 \text{ m}$$

$$\overline{A'G} = \overline{A''G} = 5\% \text{ di } 13,6 \text{ m} = 0,68 \text{ m}$$



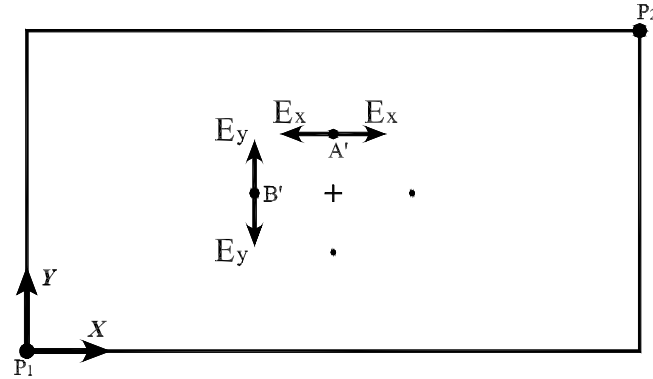
Anche per lo SLD si è scelto che i valori massimi della risposta ottenuti da ciascuna delle due azioni orizzontali applicate separatamente (*spostamenti*) siano combinati *sommando ai massimi ottenuti per l'azione applicata in una direzione il 30% dei massimi ottenuti per l'azione nell'altra direzione* (**punto 4.6 – Combinazione delle componenti dell'azione sismica**).

A questi vanno poi sommati, come già detto, per ciascuna combinazione, i valori delle sollecitazioni per effetto delle altre azioni secondo quanto prescritto **al punto 3.3 – Combinazione dell'azione sismica con le altre azioni**:

$$F_d = \gamma_I E + G_k + \sum_i \Psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

Essendo valida l'ipotesi di impalcato infinitamente rigido, i massimi spostamenti si verificheranno in corrispondenza dei telai esterni dell'edificio; conseguentemente, per la verifica allo SLD, si valuteranno i massimi spostamenti di interpiano in corrispondenza di 2 spigoli opposti della struttura (P_1 e P_2) nelle 2 direzioni ortogonali.

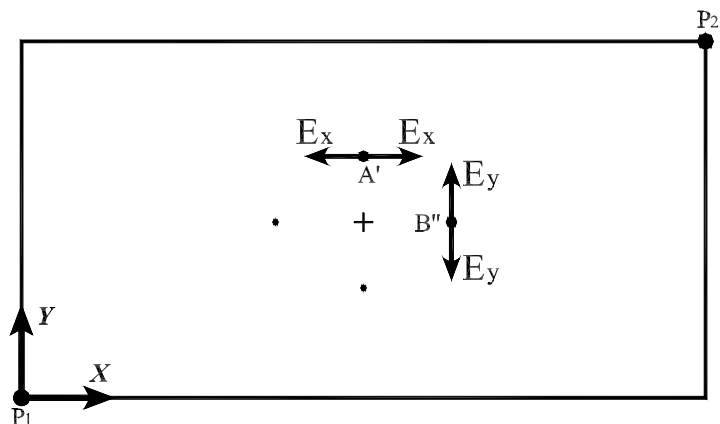
-Centro di massa in A' e in B'



Spostamenti di interpiano secondo X								
Livello	P_1			P_2			Altezza di piano h	$(d_r/h)_{\max}$
	E_x	E_y	$d_r = E_x + 30\% E_y$	E_x	E_y	$d_r = E_x + 30\% E_y$		
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)		
I	0,0129	0,0038	0,0140	0,0080	0,0043	0,0093	4,0	0,00350
II	0,0118	0,0034	0,0128	0,0078	0,0045	0,0091	3,2	0,00400
III	0,0106	0,0031	0,0115	0,0072	0,0042	0,0084	3,2	0,00359
IV	0,0064	0,0019	0,0070	0,0045	0,0027	0,0053	3,2	0,00219

Spostamenti di interpiano secondo Y								
Livello	P_1			P_2			Altezza di piano h	$(d_r/h)_{\max}$
	E_x	E_y	$d_r = E_y + 30\% E_x$	E_x	E_y	$d_r = E_y + 30\% E_x$		
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)		
I	0,0064	0,0145	0,0164	0,0080	0,0083	0,0106	4,0	0,00410
II	0,0058	0,0127	0,0145	0,0078	0,0070	0,0093	3,2	0,00453
III	0,0052	0,0114	0,0130	0,0072	0,0062	0,0084	3,2	0,00405
IV	0,0032	0,0071	0,0081	0,0045	0,0039	0,0052	3,2	0,00253

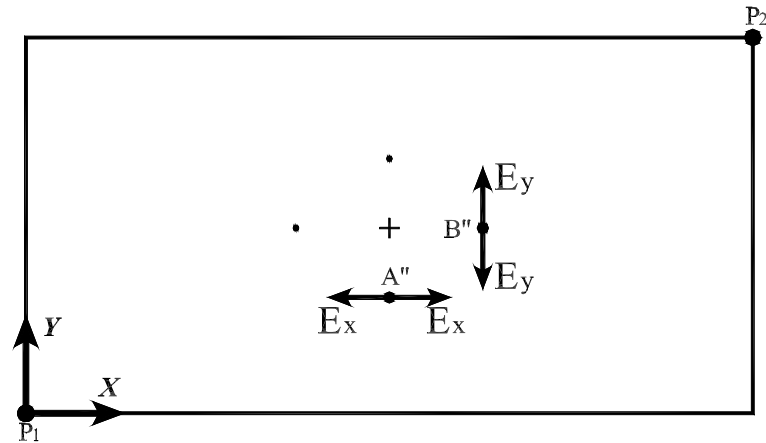
Centro di massa in A' e in B''



Spostamenti di interpiano secondo X								
Livello	P_1			P_2			Altezza di piano h	$(d_r/h)_{\max}$
	E_x	E_y	$d_r = E_x + 30\% E_y$	E_x	E_y	$d_r = E_x + 30\% E_y$		
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)		
I	0,0129	0,0036	0,0139	0,0080	0,0042	0,0092	4,0	0,00348
II	0,0118	0,0033	0,0128	0,0078	0,0044	0,0091	3,2	0,00399
III	0,0106	0,0030	0,0114	0,0072	0,0042	0,0084	3,2	0,00358
IV	0,0064	0,0018	0,0070	0,0045	0,0027	0,0053	3,2	0,00218

Spostamenti di interpiano secondo Y								
Livello	P_1			P_2			Altezza di piano h	$(d_r/h)_{\max}$
	E_x	E_y	$d_r = E_y + 30\% E_x$	E_x	E_y	$d_r = E_y + 30\% E_x$		
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)		
I	0,0064	0,0084	0,0103	0,0080	0,0143	0,0167	4,0	0,00417
II	0,0058	0,0070	0,0087	0,0078	0,0127	0,0150	3,2	0,00470
III	0,0052	0,0062	0,0077	0,0072	0,0114	0,0136	3,2	0,00424
IV	0,0032	0,0039	0,0048	0,0045	0,0071	0,0085	3,2	0,00265

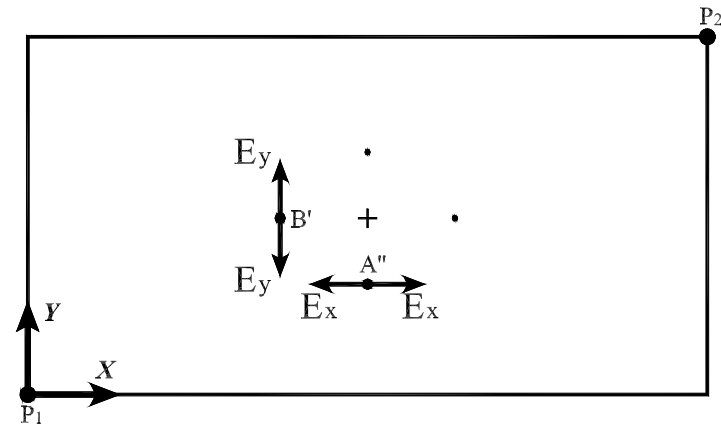
Centro di massa in A'' e in B''



Spostamenti di interpiano secondo X								
Livello	P_1			P_2			Altezza di piano h	$(d_r/h)_{\max}$
	E_x	E_y	$d_r = E_x + 30\% E_y$	E_x	E_y	$d_r = E_x + 30\% E_y$		
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)		
I	0,0129	0,0036	0,0139	0,0080	0,0042	0,0092	4,0	0,00348
II	0,0118	0,0033	0,0128	0,0078	0,0044	0,0091	3,2	0,00399
III	0,0106	0,0030	0,0114	0,0072	0,0042	0,0084	3,2	0,00358
IV	0,0064	0,0018	0,0070	0,0045	0,0027	0,0053	3,2	0,00218

Spostamenti di interpiano secondo Y								
Livello	P_1			P_2			Altezza di piano h	$(d_r/h)_{\max}$
	E_x	E_y	$d_r = E_y + 30\% E_x$	E_x	E_y	$d_r = E_y + 30\% E_x$		
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)		
I	0,0064	0,0084	0,0103	0,0063	0,0143	0,0162	4,0	0,00405
II	0,0058	0,0070	0,0087	0,0058	0,0127	0,0144	3,2	0,00451
III	0,0052	0,0062	0,0077	0,0052	0,0114	0,0130	3,2	0,00405
IV	0,0032	0,0039	0,0048	0,0032	0,0071	0,0081	3,2	0,00252

Centro di massa in A'' e in B'



Spostamenti di interpiano secondo X								
Livello	P_1			P_2			Altezza di piano h	$(d_r/h)_{\max}$
	E_x	E_y	$d_r=E_x+30\% E_y$	E_x	E_y	$d_r=E_x+30\% E_y$		
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)		
I	0,0129	0,0038	0,0140	0,0080	0,0043	0,0093	4,0	0,00350
II	0,0118	0,0034	0,0128	0,0078	0,0045	0,0091	3,2	0,00400
III	0,0106	0,0031	0,0115	0,0072	0,0042	0,0084	3,2	0,00359
IV	0,0064	0,0019	0,0070	0,0045	0,0027	0,0053	3,2	0,00219

Spostamenti di interpiano secondo Y								
Livello	P_1			P_2			Altezza di piano h	$(d_r/h)_{\max}$
	E_x	E_y	$d_r=E_y+30\% E_x$	E_x	E_y	$d_r=E_y+30\% E_x$		
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)		
I	0,0064	0,0145	0,0164	0,0063	0,0083	0,0101	4,0	0,00410
II	0,0058	0,0127	0,0145	0,0058	0,0070	0,0087	3,2	0,00453
III	0,0052	0,0114	0,0130	0,0052	0,0062	0,0078	3,2	0,00405
IV	0,0032	0,0071	0,0081	0,0032	0,0039	0,0048	3,2	0,00253

Per l'azione sismica di progetto risulta, pertanto, verificato che gli spostamenti strutturali non producono danni tali da rendere temporaneamente inagibile l'edificio, in quanto gli spostamenti interpiano (d_p) ottenuti dall'analisi sono inferiori al limite:

$$d_{r,\max} = 0,00470 h \leq 0,005 h$$

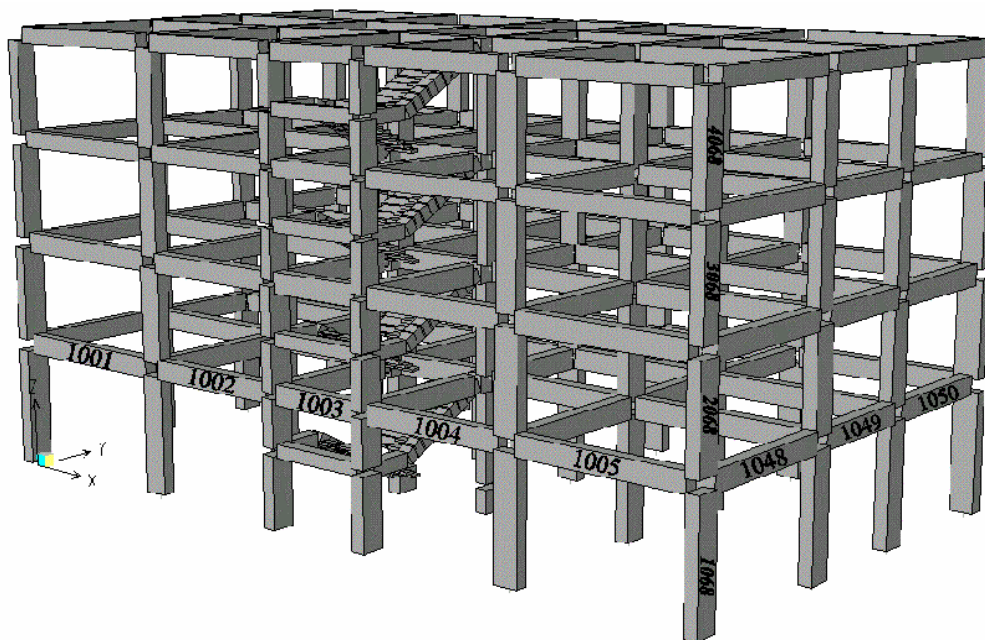
Limite per edifici con tamponamenti collegati rigidamente alla struttura e che interferiscono con la deformabilità della stessa

Si osservi che se si fosse scelto di ridurre le rigidezze strutturali alla metà, come consentito al **punto 4.4**, si sarebbero ridotte le azioni sismiche di calcolo allo SLU e, quindi, le armature di progetto; infatti, i principali periodi di oscillazione della struttura sarebbero aumentati e, trovandosi nella zona dello spettro decrescente, le ordinate spettrali sarebbero diminuite. Con tale riduzione della rigidezza, però, la verifica allo SLD non sarebbe stata soddisfatta.

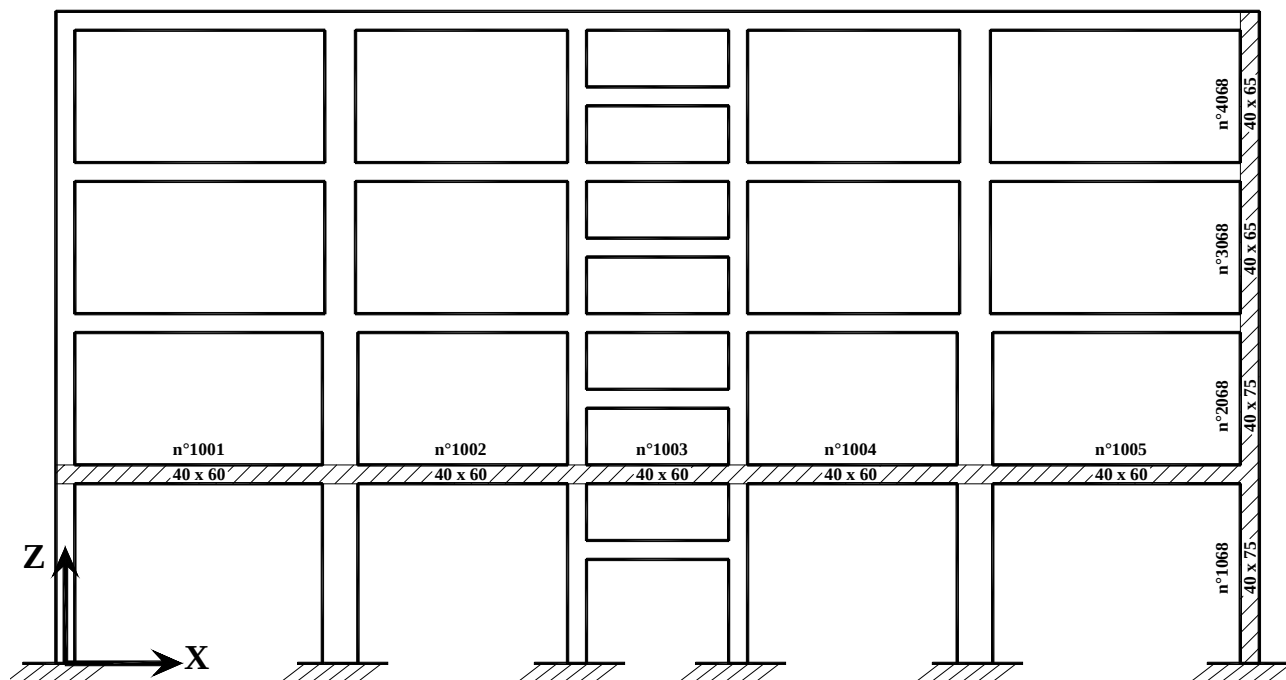
VERIFICA DELLO STATO LIMITE ULTIMO

Si procede nel seguito alle verifiche strutturali (travi, pilastri e nodi) dell'edificio. In particolare si farà riferimento al progetto di due travate del primo livello (ortogonali tra loro) e ad una pilastrata, intersecante le due travate stesse.

Le due travate sono quelle indicate con *1001-1002-1003-1004-1005* e *1048-1049-1050*, mentre la pilastrata con *1068-2068-3068-4068*.



TRAVE 1001-1002-1003-1004-1005: Verifica a flessione

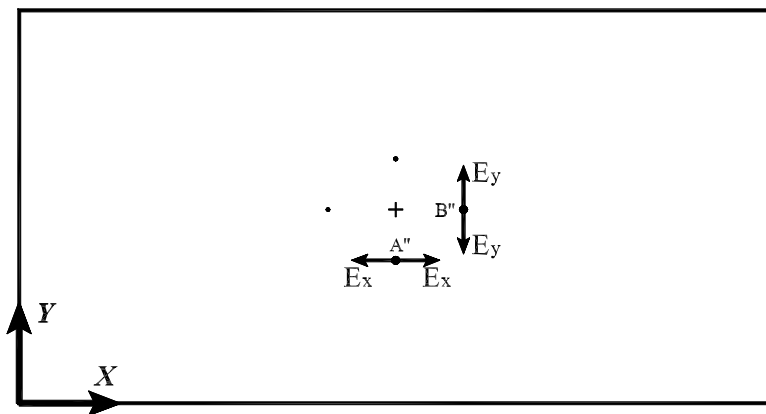


In ogni sezione, il momento resistente, calcolato con gli stessi coefficienti parziali di sicurezza γ_m applicabili per le situazioni non sismiche, deve risultare superiore o uguale al momento flettente di calcolo

I momenti flettenti di calcolo, da utilizzare per il dimensionamento delle travi, sono quelli ottenuti dall'analisi globale della struttura, tenuto conto delle combinazioni delle componenti dell'azione sismica e delle combinazioni dell'azione sismica con le altre azioni

Come detto tali combinazioni sono in totale 32, ma le per le travi che si intende studiare le 8 più significative sono presumibilmente quelle ottenute considerando le due azioni sismiche orizzontali ortogonali, E_x agente lungo una direzione passante per A'' ed E_y applicata secondo la direzione passante per B''.

- I momenti positivi tendono le fibre inferiori;
- I valori forniti nelle colonne E_x ed E_y rappresentano i risultati delle due analisi dinamiche modali considerando lo spostamento del centro di massa di una eccentricità accidentale così come sopra definito. Nella realtà il programma di calcolo per la valutazione di sollecitazioni e spostamenti esegue la combinazione dei modi, attraverso una *combinazione quadratica completa (CQC)*. Questo comporta in output, la perdita del segno, ossia le sollecitazioni vengono date in valore assoluto. La questione è irrilevante in molti casi, ma diviene rilevante in presenza di sollecitazioni combinate sforzo normale – momento flettente e per l'adozione di alcune regole progettuali, come nel caso del rispetto della gerarchia delle resistenze trave-pilastro, in cui servono i segni relativi delle diverse sollecitazioni convergenti in un nodo. Nel caso in esame il problema è stato risolto dando alle sollecitazioni il segno del *primo modo di vibrazione* nella direzione in esame.



E_1	$+E_x+0,3E_y$	E_5	$+0,3E_x+E_y$
E_2	$+E_x-0,3E_y$	E_6	$+0,3E_x-E_y$
E_3	$-E_x+0,3E_y$	E_7	$-0,3E_x+E_y$
E_4	$-E_x-0,3E_y$	E_8	$-0,3E_x-E_y$

A ciascuna combinazione, vanno poi sommati i valori delle sollecitazioni per effetto dei carichi verticali secondo quanto prescritto al **punto 3.3 – Combinazione dell'azione sismica con le altre azioni**.

La semplice sovrapposizione degli effetti è consentita dalla linearità del modello adottato.

Nel caso di *stato limite ultimo* deve essere effettuata la seguente combinazione degli effetti della azione sismica con le altre azioni:

$$F_d = \gamma_I E + G_k + \sum_i \Psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

essendo:

$\gamma_I E$ l'azione sismica per lo stato limite in esame, con γ_I = fattore di importanza;
 G_k il valore caratteristico delle azioni permanenti;
 Q_k il valore caratteristico delle azioni accidentali;

ed assumendo:

$\Psi_2 = 0,30$ per la destinazione d'uso di *abitazioni e uffici*;
 $\Psi_2 = 0,80$ per la destinazione d'uso di *magazzini, archivi e scale*;
 $\gamma_I = 1,0$ per *edifici ordinari* (**punto 4.7 – Fattori di importanza**)

Momento di calcolo: Trave 1001-1002-1003-1004-1005 (*solo azioni sismiche*)

Per ciascuna delle sezioni significative della trave, i valori dei momenti flettenti utilizzati per le verifiche sono evidenziati in grassetto. Si noti che in ciascuna sezione di estremità si sono ottenuti valori dei momenti flettenti sia positivi che negativi.

Momento di calcolo :Trave 1001-1002-1003-1004-1005 (<i>solo azioni sismiche</i>)												
Trave	Lungh.	Dist.	E _x	E _y	E ₁	E ₂	E ₃	E ₄	E ₅	E ₆	E ₇	E ₈
(n°)	(m)	(m)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
1001	5,80	0,00	-198	-55	-215	-182	182	215	-115	-4	4	115
		2,90	4	1	4	3	-3	-4	2	0	0	-2
		5,80	206	57	223	188	-188	-223	119	4	-4	-119
1002	5,00	0,00	-206	-61	-224	-187	187	224	-122	-1	1	122
		2,50	-26	-8	-28	-24	24	28	-15	0	0	15
		5,00	154	45	167	140	-140	-167	91	1	-1	-91
1003	3,40	0,00	-105	-31	-114	-96	96	114	-62	-1	1	62
		1,70	0	3	1	-1	1	-1	3	-3	3	-3
		3,40	105	33	115	95	-95	-115	65	-2	2	-65
1004	5,00	0,00	-154	-40	-166	-142	142	166	-86	-6	6	86
		2,50	26	7	28	24	-24	-28	15	0	0	-15
		5,00	206	55	222	189	-189	-222	116	7	-7	-116
1005	5,80	0,00	-206	-58	-223	-188	188	223	-120	-3	3	120
		2,90	-4	-2	-4	-3	3	4	-3	0	0	3
		5,80	198	56	215	182	-182	-215	115	4	-4	-115

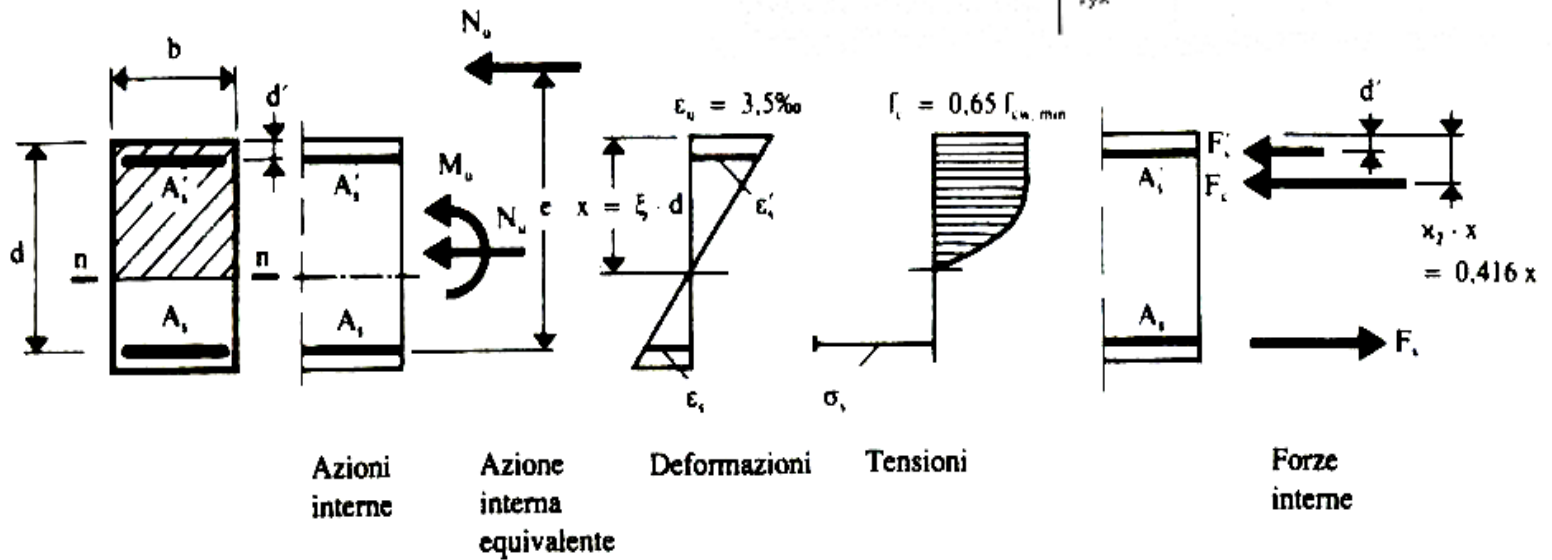
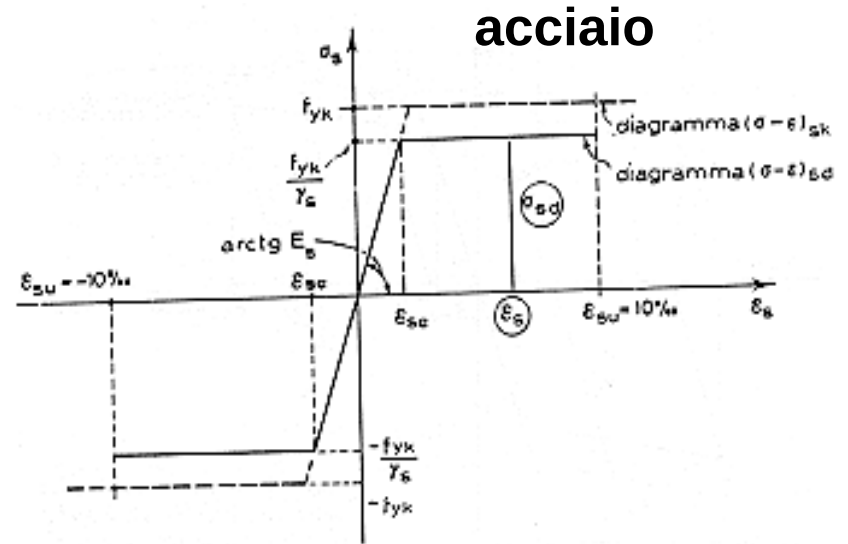
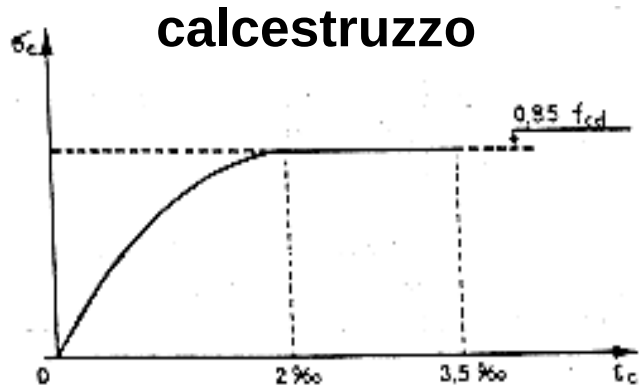
Si osserva che

- la contemporaneità dell'azione principale con il 30% di quella nell'altra direzione aumenta la sollecitazione flettente nelle travi di non oltre il 10%.
- tra le otto, due sono le combinazioni che forniscono i valori più elevati e cioè $E_1 = (E_x + 0,3E_y)$ ed $E_4 = (-E_x - 0,3E_y)$. In particolare, poiché la trave è allineata parallelamente all'asse X , le combinazioni E_5 , E_6 , E_7 ed E_8 nelle quali prevale l'effetto del sisma lungo Y , sono poco significative. Per tale motivo le sollecitazioni prodotte dai carichi verticali $(G_k + 0,3Q_k)$ saranno sommate solo alle combinazioni E_1 , E_2 , E_3 ed E_4 al fine di ottenere le sollecitazioni più utili per le verifiche

Momento di calcolo: Trave 1001-1002-1003-1004-1005
(Azioni sismiche + Carichi verticali)

Trave	Lungh.	Dist.	$V=(G_k+0,3Q_k)$	$V+E_1$	$V+E_2$	$V+E_3$	$V+E_4$	$1,4G_k+1,5Q_k$
(n°)	(m)	(m)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
1001	5,80	0,00	-68	-283	-250	113	147	-119
		2,90	58	62	62	55	54	102
		5,80	-104	119	84	-292	-327	-180
1002	5,00	0,00	-89	-313	-277	98	134	-152
		2,50	39	11	16	63	68	69
		5,00	-47	121	94	-187	-214	-84
1003	3,40	0,00	-24	-138	-119	72	91	-39
		1,70	-10	-9	-11	-9	-11	-20
		3,40	-22	93	73	-117	-137	-37
1004	5,00	0,00	-45	-211	-187	97	121	-82
		2,50	40	68	63	16	12	69
		5,00	-91	131	99	-280	-313	-154
1005	5,80	0,00	-104	-327	-292	84	119	-180
		2,90	58	54	55	62	63	102
		5,80	-68	147	113	-250	-283	-119

Il comportamento della sezione



In ogni sezione il momento resistente deve risultare superiore o uguale al momento flettente sollecitante.

Dettagli sulle armature per garantire duttilità

In ogni sezione della trave il rapporto d'armatura al bordo superiore e quello al bordo inferiore devono essere compresi tra i seguenti limiti

$$\frac{1,4}{f_{yk}} < \rho < \rho_{comp} + \frac{3,5}{f_{yk}}$$

ρ è il rapporto geometrico di armatura $= \frac{A_s}{(b \cdot h)}$ oppure $\frac{A_i}{(b \cdot h)}$

A_s e A_i rappresentano l'area dell'armatura longitudinale, rispettivamente superiore e inferiore;

f_{yk} è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio (in N/mm^2).

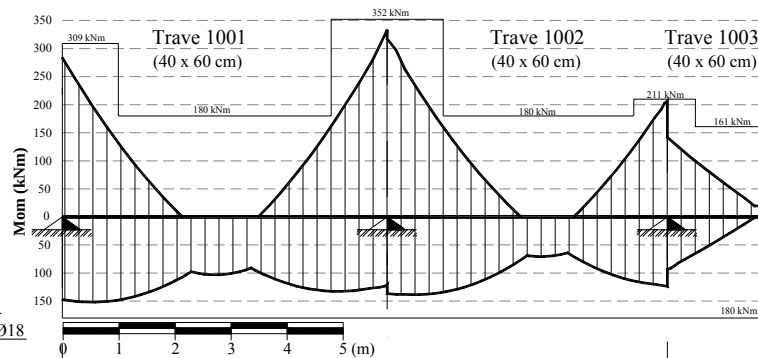
Nel caso in esame, con una sezione 40 x 60 (travi del 1° livello) ed un acciaio Feb44k, si ricava:

$$A_s^{\min} = A_i^{\min} = \frac{1,4}{f_{yk}} (b \cdot h) = \frac{1,4}{430} (400 \cdot 600) = 7,81 \text{ cm}^2$$

L'armatura al bordo inferiore, oltre che dai minimi, risulta essere condizionata dalla disposizione di normativa secondo la quale in ciascuna estremità collegata con i pilastri, per un tratto pari a due volte l'altezza utile della sezione trasversale, la percentuale d'armatura compressa non deve essere minore della metà di quella tesa nella stessa sezione.

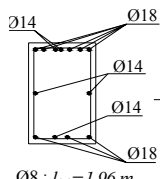
La forma del diagramma involuppo dei momenti sollecitanti è condizionata, in alcuni tratti centrali di ciascuna campata, anche dall'andamento del diagramma flettente ottenuto dall'azione dei soli carichi verticali ($1,4G_k + 1,5Q_k$).

SOLLECITAZIONI DI PROGETTO: Travata 1001-1002-1003-1004-1005

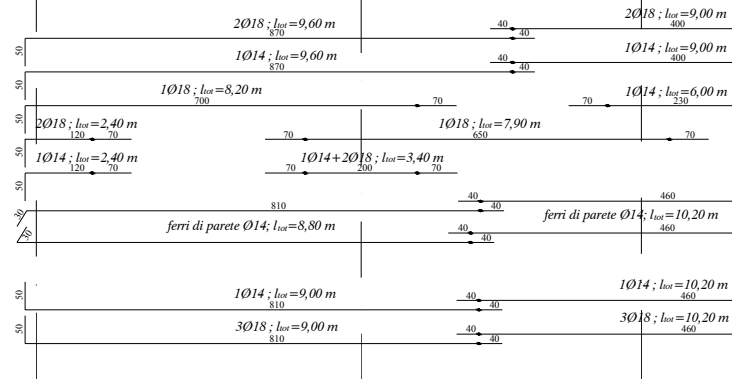


SEZIONE LONGITUDINALE: Travata 1001-1002-1003-1004-1005

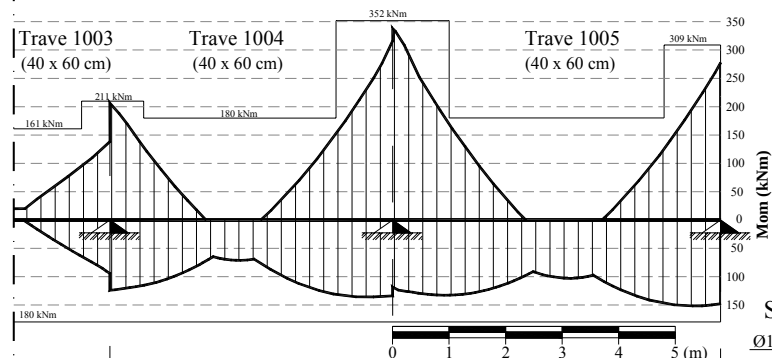
Sezione A-A



DISTINTA DEI FERRI: Travata 1001-1002-1003-1004-1005

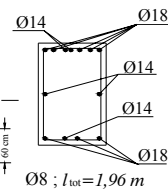


SOLLECITAZIONI DI PROGETTO: Travata 1001-1002-1003-1004-1005

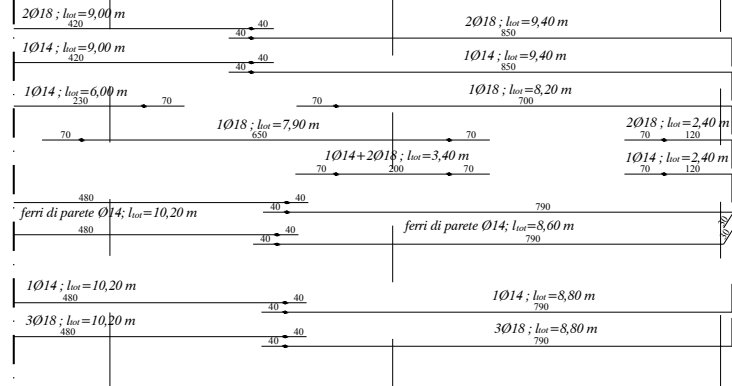


SEZIONE LONGITUDINALE: Travata 1001-1002-1003-1004-1005

Sezione B-B



DISTINTA DEI FERRI: Travata 1001-1002-1003-1004-1005



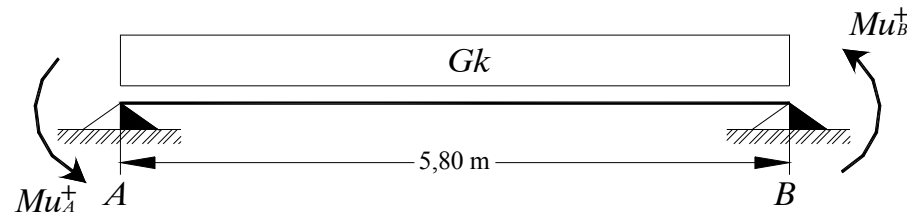
TRAVE 1001-1002-1003-1004-1005: Verifica a taglio

Per le strutture in CD “A”, al fine di escludere la formazione dei meccanismi di rottura fragili dovuti al taglio, gli sforzi di taglio di calcolo si ottengono sommando il contributo dovuto ai carichi gravitazionali agenti sulla trave allo sforzo di taglio prodotto dai momenti resistenti delle sezioni di estremità, amplificati per il fattore $\gamma_{Rd} = 1,20$.

I momenti resistenti di estremità sono da calcolare sulla base delle armature flessionali effettivamente disposte e considerando due valori dello sforzo di taglio, massimo e minimo, assumendo rispettivamente la presenza e l'assenza dei carichi variabili e momenti di estremità con i due possibili segni, da assumere in ogni caso concordi (**punto 5.4.1.1 – Sollecitazioni di calcolo**).

trave 1001

Primo schema



Si è indicato con M_u^+ il momento resistente avente verso antiorario. I valori dei momenti delle sezioni di estremità sono:

$$M_{uA}^+ = 309 \text{ kNm} \quad M_{uB}^+ = 180 \text{ kNm}$$

Il contributo dei carichi gravitazionali agenti sulla trave è:

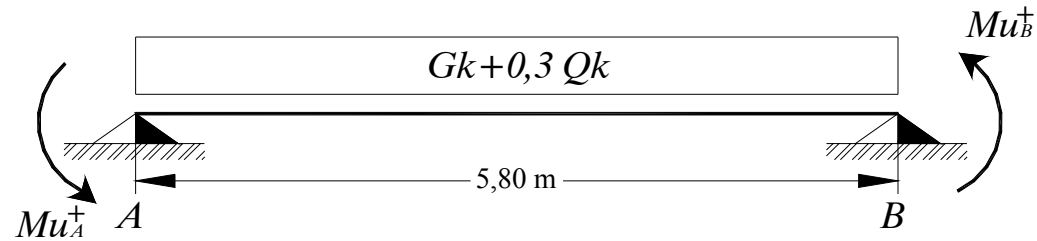
$$G_k = 31,1 \text{ kN} / m$$

Il taglio è variabile linearmente lungo la trave e pari a:

$$V_A = \gamma_{Rd} \frac{M_{uA}^+ + M_{uB}^+}{l_{trave}} + \frac{G_k \cdot l_{trave}}{2} = 1,2 \frac{309 + 180}{5,80} + \frac{31,1 \cdot 5,80}{2} = 191 \text{ kN}$$

$$V_B = \gamma_{Rd} \frac{M_{uA}^+ + M_{uB}^+}{l_{trave}} - \frac{G_k \cdot l_{trave}}{2} = 1,2 \frac{309 + 180}{5,80} - \frac{31,1 \cdot 5,80}{2} = 11 \text{ kN}$$

-Secondo schema



Il contributo dei carichi gravitazionali agenti sulla trave è:

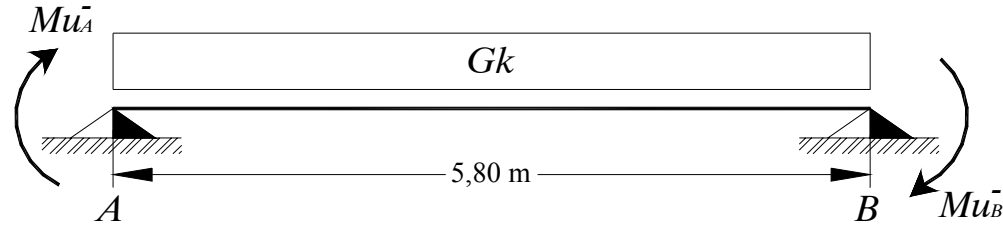
$$G_k + 0,3 Q_k = 31,1 + 0,3 \cdot 10,8 = 34,3 \text{ kN} / m$$

Il taglio è variabile linearmente lungo la trave e pari a:

$$V_A = \gamma_{Rd} \frac{M_{uA}^+ + M_{uB}^+}{l_{trave}} + \frac{(G_k + 0,3 Q_k) \cdot l_{trave}}{2} = 1,2 \frac{309 + 180}{5,80} + \frac{34,3 \cdot 5,80}{2} = 200 \text{ kN}$$

$$V_B = \gamma_{Rd} \frac{M_{uA}^+ + M_{uB}^+}{l_{trave}} - \frac{(G_k + 0,3 Q_k) \cdot l_{trave}}{2} = 1,2 \frac{309 + 180}{5,80} - \frac{34,3 \cdot 5,80}{2} = 2 \text{ kN}$$

Terzo schema



Si è indicato con M_u^- il momento resistente avente verso orario. I valori dei momenti delle sezioni di estremità sono:

$$M_{uA}^- = -180 \text{ kNm} \quad M_{uB}^- = -352 \text{ kNm}$$

Il contributo dei carichi gravitazionali agenti sulla trave è:

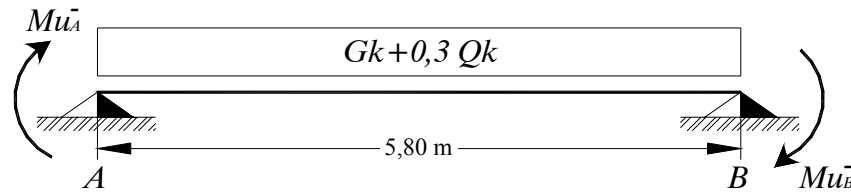
$$G_k = 31,1 \text{ kN / m}$$

Il taglio è variabile linearmente lungo la trave e pari a:

$$V_A = \gamma_{Rd} \frac{M_{uA}^- + M_{uB}^-}{l_{trave}} + \frac{G_k \cdot l_{trave}}{2} = 1,2 \frac{-352 - 180}{5,80} + \frac{31,1 \cdot 5,80}{2} = -20 \text{ kN}$$

$$V_B = \gamma_{Rd} \frac{M_{uA}^- + M_{uB}^-}{l_{trave}} - \frac{G_k \cdot l_{trave}}{2} = 1,2 \frac{-352 - 180}{5,80} - \frac{31,1 \cdot 5,80}{2} = -200 \text{ kN}$$

-Quarto schema



Il contributo dei carichi gravitazionali agenti sulla trave è:

$$G_k + 0,3 Q_k = 31,1 + 0,3 \cdot 10,8 = 34,3 \text{ kN} / m$$

Il taglio è variabile linearmente lungo la trave e pari a:

$$V_A = \gamma_{Rd} \frac{M_{uA}^- + M_{uB}^-}{l_{trave}} + \frac{(G_k + 0,3 Q_k) \cdot l_{trave}}{2} = 1,2 \frac{-352 - 180}{5,80} + \frac{34,3 \cdot 5,80}{2} = -11 \text{ kN}$$

$$V_B = \gamma_{Rd} \frac{M_{uA}^- + M_{uB}^-}{l_{trave}} - \frac{(G_k + 0,3 Q_k) \cdot l_{trave}}{2} = 1,2 \frac{-352 - 180}{5,80} - \frac{34,3 \cdot 5,80}{2} = -209 \text{ kN}$$

Risulta quindi che i valori del taglio *max* e *min* sono:

$$V_{MAX}^A = +200 \text{ kN} ; V_{MIN}^A = -20 \text{ kN}$$

$$V_{MAX}^B = +11 \text{ kN} ; V_{MIN}^B = -209 \text{ kN}$$

Taglio di progetto : Trave 1001-1002-1003-1004-1005 (kN)						
N° trave	Lungh. (m)	progr. (m)	Mu ⁺	Mu ⁻	V _{MAX}	V _{MIN}
1001	5.80	0.0	309	-180	200	-20
		5.8	180	-352	11	-209
1002	5.00	5.8	352	-180	214	-16
		10.8	180	-211	50	-180
1003	3.40	10.8	211	-180	153	-123
		14.2	180	-211	123	-153
1004	5.00	14.2	211	-180	180	-50
		19.2	180	-352	16	-214
1005	5.80	19.2	352	-180	209	-11
		25.0	180	-309	20	-200

Relativamente al calcolo delle sollecitazioni taglienti, si osservi che oltre al calcolo sopra presentato è stata considerata, come per i momenti flettenti, anche la combinazione caratterizzata da soli carichi verticali, che non è stata riportata in Tabella risultando sempre meno gravosa.

Per la verifica a taglio per le strutture in CD “A” il contributo del calcestruzzo alla resistenza al taglio viene considerato nullo e si considera esclusivamente il contributo dell'acciaio

Il calcolo viene eseguito così come indicato dal **D.M. 9 gennaio 1996**:

$$V_{md} = A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot \frac{0,9d}{s} (\sin \alpha + \cos \alpha)$$

α è l'inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave, A_{sw} è l'area dell'armatura trasversale posta ad interasse s e d è l'altezza utile della sezione.

$\alpha = 90^\circ$ (staffe verticali) mentre $s = 8$ cm in quanto nelle zone di attacco con i pilastri, per un tratto pari a due volte l'altezza utile della sezione trasversale, devono essere previste staffe di contenimento ad un passo non maggiore della più piccola delle seguenti grandezze:

-1/4 dell'altezza utile della sezione trasversale $d/4 = 56/4 = 14$ cm

-15 cm

-sei volte il diametro minimo delle barre longitudinali considerate ai fini delle verifiche ($6\phi 14 = 8,4$ cm).

Per staffe di diametro $\phi 8$ poste ad interasse di 8 cm, si ricava:

$$V_{md} = A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot \frac{0,9d}{s} = 2 \cdot 50,3 \cdot \frac{430}{1,15} \cdot \frac{0,9 \cdot 560}{80} = 237 \text{ kN} > |V_{sdu}| = 214 \text{ kN}$$

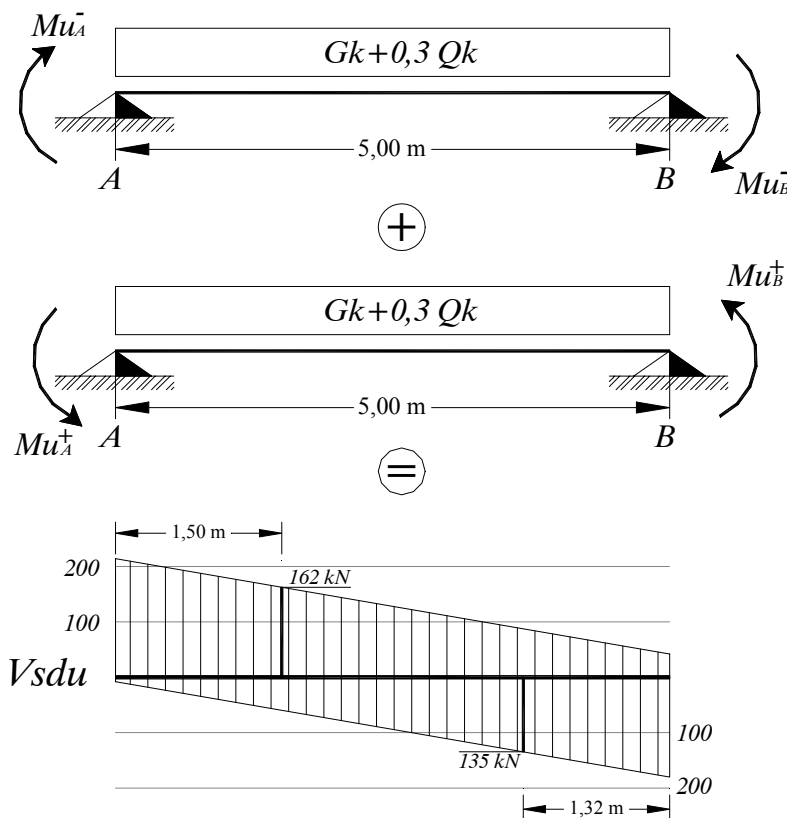
•Nelle rimanenti parti delle travi si dispongono staffe $\phi 8/10$ cm:

$$V_{md} = A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot \frac{0,9d}{s} = 2 \cdot 50,3 \cdot \frac{430}{1,15} \cdot \frac{0,9 \cdot 560}{100} = 189 \text{ kN} > |V_{sdu}|$$

La disuguaglianza è giustificata dal decremento del taglio all'aumentare della distanza dall'appoggio a causa della presenza del carico distribuito

Per la travata in esame, il massimo taglio in corrispondenza di una sezione distante due volte l'altezza utile dall'appoggio risulta:

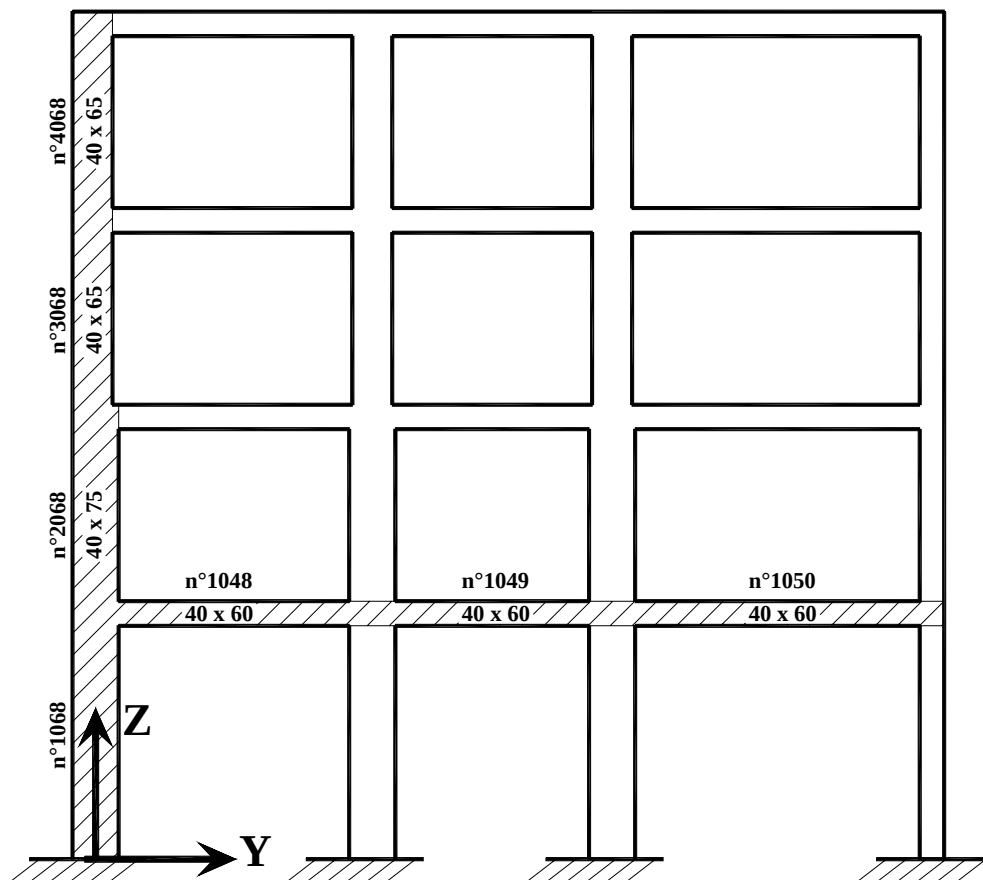
$$|V_{sdu}| = 162 \text{ kN}$$



È rispettata la condizione che il più grande dei valori di taglio sollecitanti V_{max} e V_{min} è inferiore al valore:

$$V_{Rt} = 10 \tau_{Rd} \cdot b_w \cdot d = 10 \cdot \frac{R_{ck}^{2/3}}{28} \cdot b_w \cdot d = 10 \cdot \frac{25^{2/3}}{28} \cdot 400 \cdot 560 = 684 \text{ kN} > |V_{sdu}|$$

TRAVE 1048-1049-1050: Verifica a flessione e taglio



SEZIONE LONGITUDINALE: Travata 1048-1049-1050

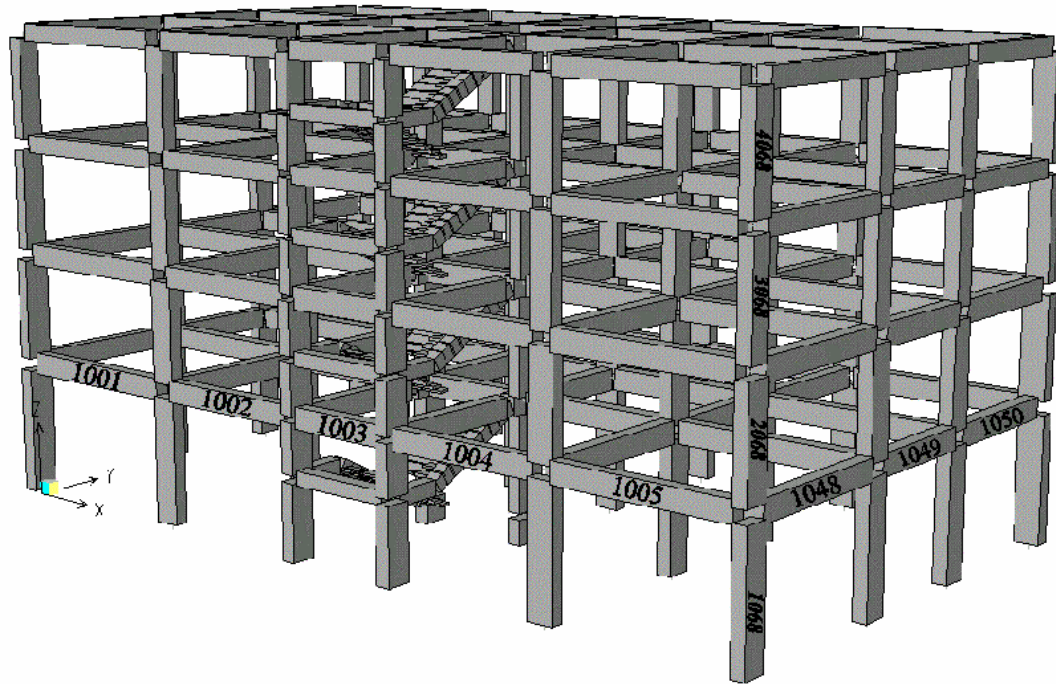
DISTRIBUZIONE DEI BARRELLI: 1048-1049-1050

The drawing illustrates the reinforcement layout for a bridge deck cross-section, divided into three main vertical sections. Each section shows the placement of reinforcement bars (Ø) and their spacing (l_{tot}).

- Top Section (Deck Slab):**
 - Left: 2Ø18; l_{tot} = 8,30 m (740 mm spacing).
 - Middle: 1Ø18; l_{tot} = 11,70 m (4050 mm spacing).
 - Right: 2Ø18; l_{tot} = 7,45 m (655 mm spacing).
- Middle Section (Deck Slab):**
 - Left: 1Ø14; l_{tot} = 7,40 m (650 mm spacing).
 - Middle: 1Ø14; l_{tot} = 6,70 m (550 mm spacing).
- Bottom Section (Deck Slab):**
 - Left: 1Ø18+1Ø14; l_{tot} = 2,20 m (100 mm spacing).
 - Middle: 1Ø18; l_{tot} = 11,20 m (1000 mm spacing).
 - Right: 1Ø18+2Ø14; l_{tot} = 2,20 m (70 mm spacing).
- Internal Wall Reinforcement (Parete):**
 - Left: 2Ø18; l_{tot} = 2,90 m (170 mm spacing).
 - Middle: 3Ø18; l_{tot} = 2,90 m (150 mm spacing).
 - Right: 3Ø18; l_{tot} = 3,00 m (160 mm spacing).
- Bottom Section (Deck Slab):**
 - Left: 1Ø18+1Ø14; l_{tot} = 7,20 m (600 mm spacing).
 - Middle: 1Ø18+1Ø14; l_{tot} = 6,70 m (550 mm spacing).
- Internal Wall Reinforcement (Parete):**
 - Left: 2Ø18; l_{tot} = 2,60 m (170 mm spacing).
 - Middle: 2Ø18; l_{tot} = 6,85 m (545 mm spacing).
 - Right: 3Ø14; l_{tot} = 2,20 m (70 mm spacing).
- Bottom Section (Deck Slab):**
 - Left: 1Ø14; l_{tot} = 2,20 m (100 mm spacing).
 - Middle: 2Ø14; l_{tot} = 7,30 m (650 mm spacing).
 - Right: 2Ø18; l_{tot} = 7,95 m (675 mm spacing).

PILASTRATA 1068-2068-3068-4068

Verifica a pressoflessione



Il progetto dei pilastri viene eseguito considerando una sollecitazione di *presso flessione deviata* in quanto, per effetto della combinazione delle azioni sismiche nelle due direzioni orizzontali X e Y , sussiste in ogni sezione sia M_x che M_y .

Tali combinazioni sono in totale 32, ma le 16 più significative, per la pilastrata d'angolo che si intende studiare, sono le 8 ottenute considerando le due azioni sismiche orizzontali ortogonali E_x agente lungo una direzione passante per A'' ed E_y applicata secondo la direzione passante per B' (Fig. 2.32 (1)) e le 8 ottenute considerando E_x agente lungo una direzione passante per A'' ed E_y applicata secondo la direzione passante per B'' (Fig. 2.32 (2)).

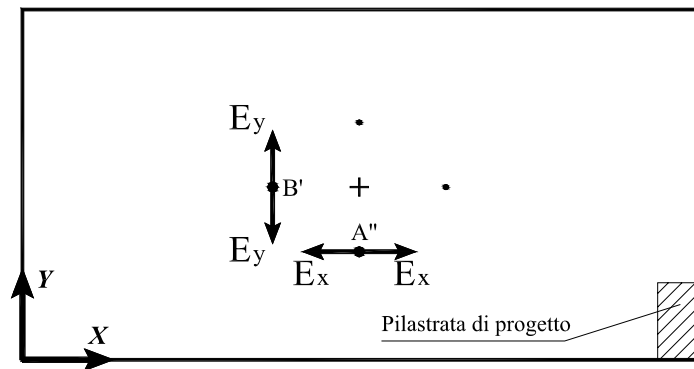


Fig. 2.32 (1)

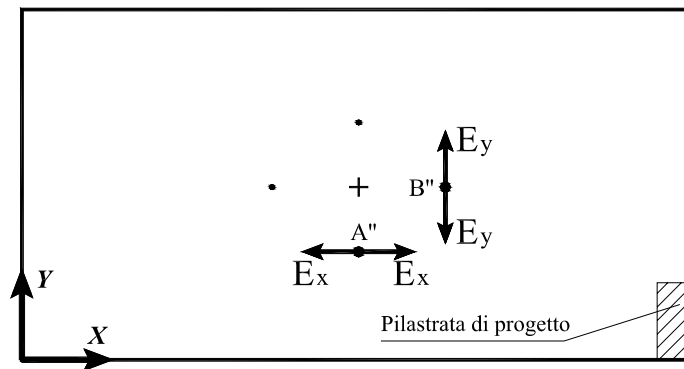
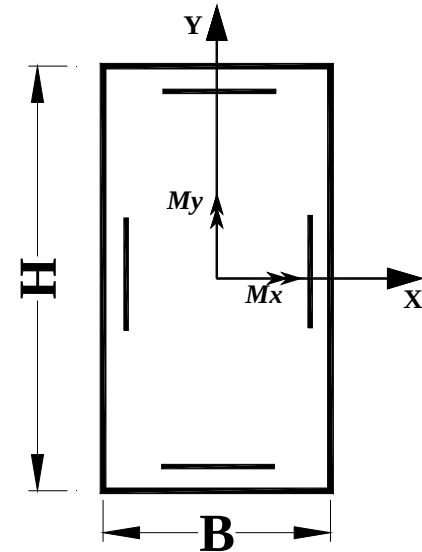


Fig. 2.32 (2)

La *combinazione quadratica completa (CQC)* dei modi comporta in output la perdita del segno, ossia le sollecitazioni vengono date in valore assoluto. Anche in questo caso, come già rilevato per le travi, il problema può risolversi dando alle sollecitazioni il segno del *primo modo di vibrazione*;

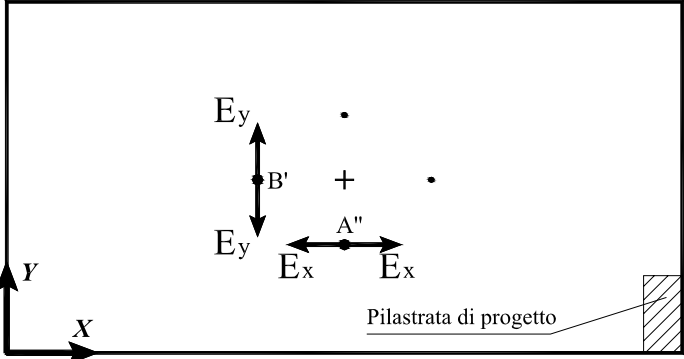
-Con M_x ed M_y si intendono i momenti agenti intorno al rispettivo asse



-Relativamente al segno, M_y positivo indica che il momento è orario se è alla base del pilastro, antiorario se è in testa; l'opposto nel caso di M_x positivo.

a) Sollecitazioni per le azioni sismiche come in Fig. 2.32 (1)

Pilastrata 1068-2068-3068-4068: M_x												
(solo azioni sismiche)												
Pilastro	Lungh.	Progr.	$E_{x,A''}$	$E_{y,B'}$	E_1	E_2	E_3	E_4	E_5	E_6	E_7	E_8
(n°)	(m)	(m)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
1068	4,00	0,00	171	-226	103	239	-239	-103	-175	277	-277	175
		4,00	-88	121	-52	-125	125	52	95	-148	148	-95
2068	3,20	4,00	51	-55	34	68	-68	-34	-40	71	-71	40
		7,20	-50	58	-33	-68	68	33	43	-73	73	-43
3068	3,20	7,20	35	-40	23	47	-47	-23	-30	51	-51	30
		10,40	-51	59	-33	-68	68	33	44	-74	74	-44
4068	3,20	10,40	12	-14	8	17	-17	-8	-10	18	-18	10
		13,60	-28	33	-18	-38	38	18	25	-42	42	-25



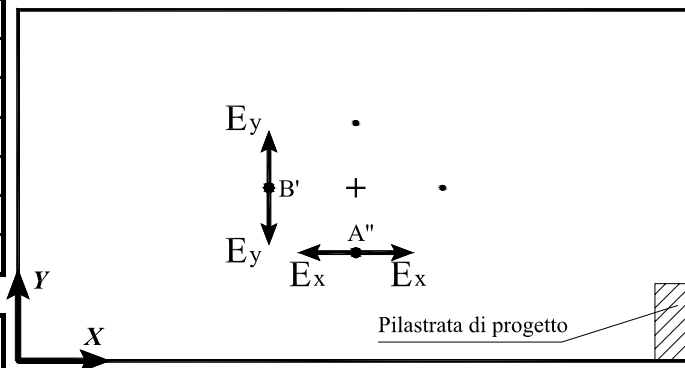
Pilastrata 1068-2068-3068-4068: M_y												
(solo azioni sismiche)												
Pilastro	Lungh.	Progr.	$E_{x,A''}$	$E_{y,B'}$	E_1	E_2	E_3	E_4	E_5	E_6	E_7	E_8
(n°)	(m)	(m)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
1068	4,00	0,00	153	-46	140	167	-167	-140	0	92	-92	0
		4,00	-107	32	-98	-117	117	98	0	-65	65	0
2068	3,20	4,00	94	-28	85	102	-102	-85	0	57	-57	0
		7,20	-82	25	-74	-89	89	74	0	-50	50	0
3068	3,20	7,20	58	-18	52	63	-63	-52	0	35	-35	0
		10,40	-74	22	-67	-80	80	67	0	-44	44	0
4068	3,20	10,40	27	-8	24	29	-29	-24	0	16	-16	0
		13,60	-45	14	-41	-49	49	41	0	-27	27	0

Valori di verifica evidenziati

È opportuno notare come, tra le otto, quattro siano le combinazioni che forniscono i valori più elevati dei momenti e cioè $E_6 = (E_x + 0,3E_y)$ ed $E_7 = (-E_x - 0,3E_y)$ per il momento M_x ed $E_2 = (E_x - 0,3E_y)$ ed $E_3 = (-E_x + 0,3E_y)$ per il momento M_y . A ciascuna combinazione vanno poi sommati i valori delle sollecitazioni per effetto dei carichi verticali secondo quanto prescritto al **punto 3.3 – Combinazione dell'azione sismica con le altre azioni**.

Pilastrata 1068-2068-3068-4068: M_x (Azioni sismiche + Carichi verticali)											
Pilastro	Lungh.	Progr.	$V=(G_k+\psi\cdot Q_k)$	$V+E_1$	$V+E_2$	$V+E_3$	$V+E_4$	$V+E_5$	$V+E_6$	$V+E_7$	$V+E_8$
(n°)	(m)	(m)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
1068	4,00	0,00	-6	97	232	-245	-109	-181	271	-284	169
		4,00	9	-43	-115	134	61	104	-138	157	-85
2068	3,20	4,00	-16	18	52	-84	-50	-56	55	-87	24
		7,20	14	-19	-54	82	47	57	-60	87	-29
3068	3,20	7,20	-12	10	35	-59	-35	-42	39	-63	18
		10,40	13	-20	-55	82	46	57	-61	88	-30
4068	3,20	10,40	-12	-4	4	-29	-21	-22	5	-30	-2
		13,60	14	-4	-24	51	32	38	-28	55	-11

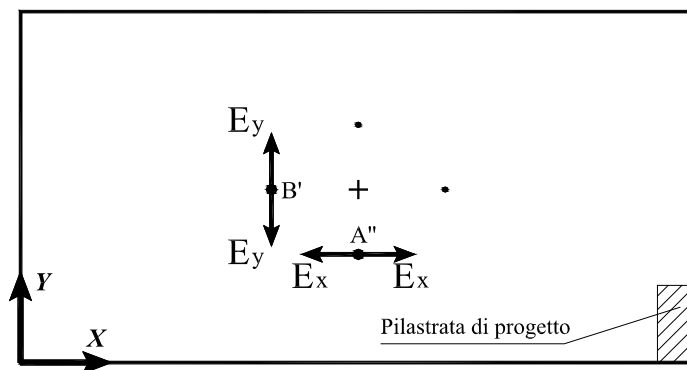
Pilastrata 1068-2068-3068-4068: M_y (Azioni sismiche + Carichi verticali)											
Pilastro	Lungh.	Progr.	$V=(G_k+\psi\cdot Q_k)$	$V+E_1$	$V+E_2$	$V+E_3$	$V+E_4$	$V+E_5$	$V+E_6$	$V+E_7$	$V+E_8$
(n°)	(m)	(m)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
1068	4,00	0,00	12	152	180	-155	-127	13	104	-79	12
		4,00	-25	-123	-143	92	72	-25	-90	39	-26
2068	3,20	4,00	43	128	145	-59	-42	43	100	-13	43
		7,20	-42	-117	-132	47	32	-42	-92	7	-43
3068	3,20	7,20	38	91	101	-25	-14	38	73	4	39
		10,40	-38	-105	-118	42	29	-38	-82	6	-38
4068	3,20	10,40	45	69	74	16	21	45	61	29	45
		13,60	-56	-97	-106	-7	-15	-56	-84	-29	-56



Valori di verifica evidenziati

Valori massimi e minimi delle sollecitazioni per le due direzioni X e Y

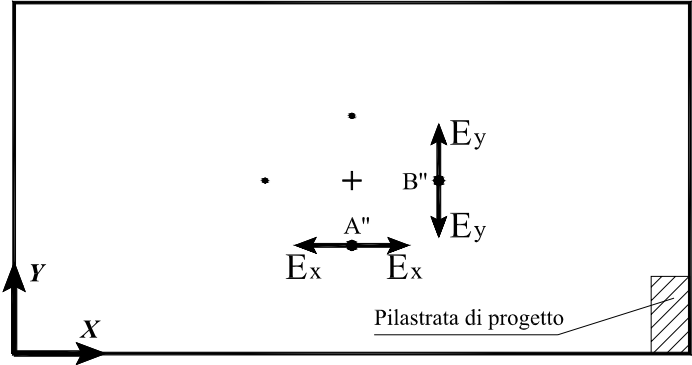
Pil.	Lung.	Progr.	V+E ₇ (min M _X)			V+E ₆ (max M _X)			V+E ₃ (min M _Y)			V+E ₂ (max M _Y)		
			M _x	M _y	N	M _x	M _y	N	M _x	M _y	N	M _x	M _y	N
(n°)	(m)	(m)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kN)
1068	4,00	0,00	-284	-79	-637	271	104	-451	-245	-155	-480	232	180	-608
		4,00	157	39	-611	-138	-90	-425	134	92	-454	-115	-143	-582
2068	3,20	4,00	-87	-13	-310	55	100	-479	-84	-59	-314	52	145	-475
		7,20	87	7	-291	-60	-92	-460	82	47	-295	-54	-132	-456
3068	3,20	7,20	-63	4	-210	39	73	-296	-59	-25	-211	35	101	-294
		10,40	88	6	-192	-61	-82	-278	82	42	-194	-55	-118	-276
4068	3,20	10,40	-30	29	-98	5	61	-125	-29	16	-99	4	74	-124
		13,60	55	-29	-82	-28	-84	-109	51	-7	-83	-24	-106	-108



a) Sollecitazioni per le azioni sismiche come in Fig. 2.32 (2)

Pilastrata 1068-2068-3068-4068: M_x (solo azioni sismiche)												
Pilastrato	Lungh.	Progr.	$E_{x,A''}$	$E_{y,B''}$	E_1	E_2	E_3	E_4	E_5	E_6	E_7	E_8
(n°)	(m)	(m)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
1068	4,00	0,00	171	-389	54	287	-287	-54	-337	440	-440	337
		4,00	-88	203	-28	-149	149	28	176	-229	229	-176
2068	3,20	4,00	51	-102	20	82	-82	-20	-87	118	-118	87
		7,20	-50	106	-19	-82	82	19	91	-121	121	-91
3068	3,20	7,20	35	-74	12	57	-57	-12	-64	85	-85	64
		10,40	-51	108	-18	-83	83	18	93	-123	123	-93
4068	3,20	10,40	12	-26	5	20	-20	-5	-22	29	-29	22
		13,60	-28	61	-10	-46	46	10	53	-69	69	-53

Pilastrata 1068-2068-3068-4068: M_y (solo azioni sismiche)												
Pilastrato	Lungh.	Progr.	$E_{x,A''}$	$E_{y,B''}$	E_1	E_2	E_3	E_4	E_5	E_6	E_7	E_8
(n°)	(m)	(m)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
1068	4,00	0,00	153	43	167	140	-140	-167	89	3	-3	-89
		4,00	-107	-31	-117	-98	98	117	-63	-1	1	63
2068	3,20	4,00	94	28	102	86	-86	-102	56	1	-1	-56
		7,20	-82	-24	-89	-75	75	89	-49	0	0	49
3068	3,20	7,20	58	17	63	53	-53	-63	34	0	0	-34
		10,40	-74	-22	-80	-67	67	80	-44	-1	1	44
4068	3,20	10,40	27	8	29	24	-24	-29	16	0	0	-16
		13,60	-45	-14	-49	-41	41	49	-27	0	0	27

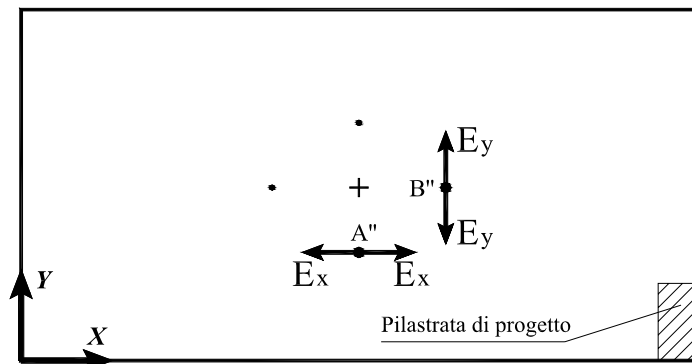


Valori di verifica evidenziati

È opportuno notare come, tra le otto, quattro siano le combinazioni che forniscono i valori più elevati dei momenti e cioè $E_6 = (0,3E_x + E_y)$ ed $E_7 = (-0,3E_x - E_y)$ per il momento M_x ed $E_1 = (E_x + 0,3E_y)$ ed $E_4 = (-E_x - 0,3E_y)$ per il momento M_y . A ciascuna combinazione vanno poi sommati i valori delle sollecitazioni per effetto dei carichi verticali secondo quanto prescritto al **punto 3.3 – Combinazione dell'azione sismica con le altre azioni**.

Pilastrata 1068-2068-3068-4068: M_x (Azioni sismiche + Carichi verticali)											
Pilastrata	Lungh.	Progr.	$V=(G_k+\psi\cdot Q_k)$	$V+E_1$	$V+E_2$	$V+E_3$	$V+E_4$	$V+E_5$	$V+E_6$	$V+E_7$	$V+E_8$
(n°)	(m)	(m)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
1068	4,00	0,00	-6	48	281	-294	-61	-344	434	-446	331
		4,00	9	-18	-140	159	37	186	-220	239	-167
2068	3,20	4,00	-16	4	66	-98	-36	-103	102	-134	71
		7,20	14	-5	-69	96	32	105	-108	135	-77
3068	3,20	7,20	-12	0	45	-69	-25	-76	73	-97	52
		10,40	13	-5	-70	97	32	106	-110	137	-79
4068	3,20	10,40	-12	-7	8	-32	-17	-34	17	-42	10
		13,60	14	4	-33	60	23	66	-56	83	-39

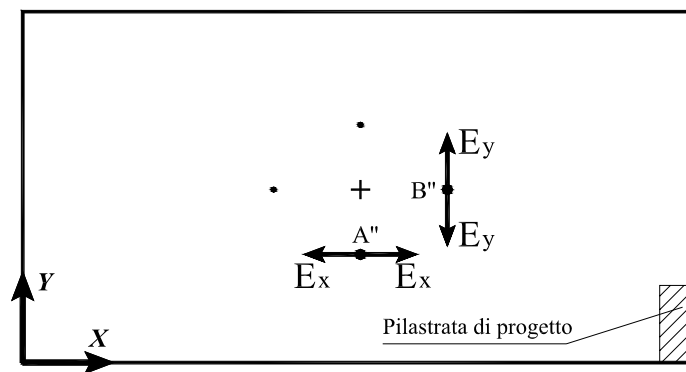
Pilastrata 1068-2068-3068-4068: M_y (Azioni sismiche + Carichi verticali)											
Pilastrata	Lungh.	Progr.	$V=(G_k+\psi\cdot Q_k)$	$V+E_1$	$V+E_2$	$V+E_3$	$V+E_4$	$V+E_5$	$V+E_6$	$V+E_7$	$V+E_8$
(n°)	(m)	(m)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
1068	4,00	0,00	12	179	153	-128	-154	102	15	10	-77
		4,00	-25	-142	-124	73	91	-88	-27	-24	38
2068	3,20	4,00	43	145	129	-43	-59	99	44	42	-13
		7,20	-42	-131	-117	32	46	-91	-43	-42	6
3068	3,20	7,20	38	101	91	-14	-24	73	39	38	4
		10,40	-38	-118	-105	29	42	-82	-39	-37	6
4068	3,20	10,40	45	74	69	21	16	61	45	45	29
		13,60	-56	-106	-97	-15	-7	-83	-56	-56	-29



Valori di verifica evidenziati

Valori massimi e minimi delle sollecitazioni per le due direzioni X e Y

Pil.	Lung.	Progr.	V+E ₇ (min M _X)			V+E ₆ (max M _X)			V+E ₄ (min M _Y)			V+E ₁ (max M _Y)		
			M _x	M _y	N	M _x	M _y	N	M _x	M _y	N	M _x	M _y	N
(n°)	(m)	(m)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kN)
1068	4,00	0,00	-446	10	-721	434	15	-367	-61	-154	-381	48	179	-707
		4,00	239	-24	-695	-220	-27	-341	37	91	-355	-18	-142	-681
2068	3,20	4,00	-134	42	-491	102	44	-298	-36	-59	-300	4	145	-490
		7,20	135	-42	-472	-108	-43	-279	32	46	-281	-5	-131	-470
3068	3,20	7,20	-97	38	-302	73	39	-203	-25	-24	-204	0	101	-301
		10,40	137	-37	-284	-110	-39	-186	32	42	-186	-5	-118	-284
4068	3,20	10,40	-42	45	-127	17	45	-96	-17	16	-96	-7	74	-127
		13,60	83	-56	-111	-56	-56	-80	23	-7	-80	4	-106	-111



Per le strutture in **CD “A”**, i momenti flettenti di verifica devono essere **incrementati** per soddisfare il *criterio della gerarchia delle resistenze*.

Essi si ottengono moltiplicando i momenti derivanti dall'analisi (sollecitazioni di calcolo) per il fattore di amplificazione α per proteggere i pilastri dalla plasticizzazione

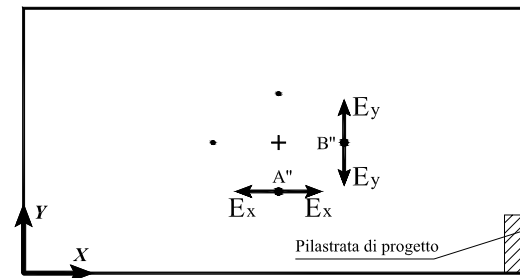
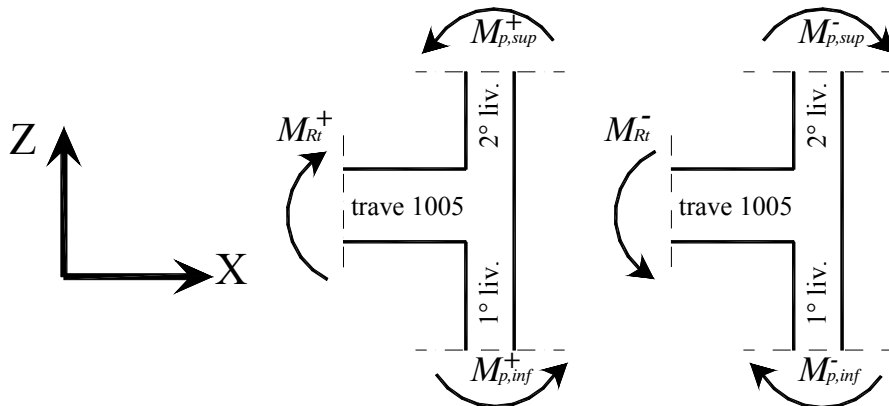
$$\alpha = \gamma_{Rd} \frac{\left| \sum M_{Rt} \right|}{\left| \sum M_p \right|}$$

nella quale: $\gamma_{Rd} = 1,20$;

$\sum M_{Rt}$ è la **somma dei momenti resistenti delle travi** convergenti in un nodo secondo una direzione e aventi verso concorde;

$\sum M_p$ è la somma dei momenti nei pilastri al di sopra e al di sotto del medesimo nodo, ottenute dall'analisi.

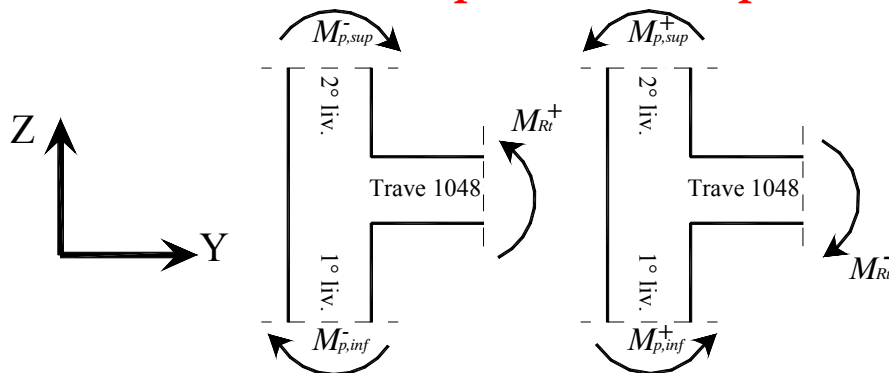
- **fattore di amplificazione a per My**



$$\alpha^+ = \gamma_{Rd} \frac{M_{Rt}^+}{M_{p,sup}^+ + M_{p,inf}^+} = 1,2 \frac{180}{59 + 91} = 1,44$$

$$\alpha^- = \gamma_{Rd} \frac{M_{Rt}^-}{M_{p,sup}^- + M_{p,inf}^-} = 1,2 \frac{309}{145 + 142} = 1,29$$

- **fattore di amplificazione a per Mx**

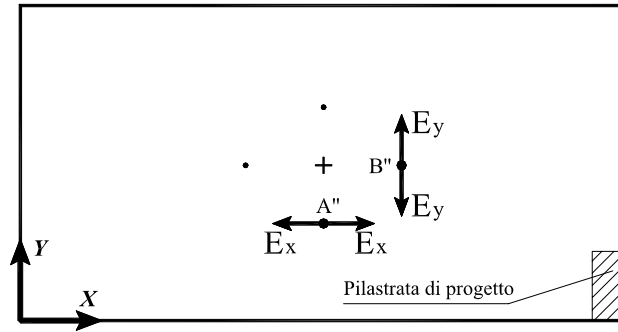
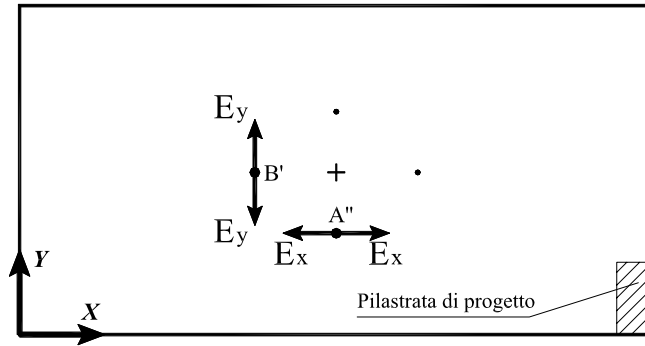


$$\alpha^+ = \gamma_{Rd} \frac{M_{Rt}^+}{M_{p,sup}^- + M_{p,inf}^-} = 1,2 \frac{309}{102 + 220} = 1,15$$

$$\alpha^- = \gamma_{Rd} \frac{M_{Rt}^-}{M_{p,sup}^+ + M_{p,inf}^+} = 1,2 \frac{358}{134 + 239} = 1,15$$

- Nel caso in cui i momenti nei pilastri abbiano verso discorde, il solo valore maggiore va posto al denominatore della formula di α , mentre il minore va sommato ai momenti resistenti delle travi.
- Non si applicano fattori di amplificazione alle sezioni di sommità dei pilastri dell'ultimo piano.
- Per le sezioni di base dei pilastri del piano terra si applica il maggiore tra il momento risultante all'analisi ed il momento amplificato utilizzato per la sezione di sommità del pilastro.

Coefficienti di amplificazione del momento per tutti i livelli



Combinazione Livello-nodo	Moltiplicatori dei momenti M_x		Moltiplicatori dei momenti M_y	
	V+E7	V+E6	V+E2	V+E3
1	1,76	1,92	1,29	1,43
2	1,88	2,28	1,29	2,47
3	1,75	2,66	1,32	3,48

Combinazione Livello-nodo	Moltiplicatori dei momenti M_x		Moltiplicatori dei momenti M_y	
	V+E7	V+E6	V+E1	V+E4
1	1,15	1,15	1,29	1,44
2	1,21	1,25	1,29	2,49
3	1,15	1,39	1,32	3,49

Il valore elevato del coefficiente α calcolato per amplificare il momento M_y e valutato per il nodo del 3° livello è motivato dal fatto che le sollecitazioni sismiche si riducono verso l'alto e questa riduzione è tale da dovere armare le travi convergenti nel nodo con i minimi di armatura che definiscono valori dei momenti resistenti molto superiori a quelli di calcolo.

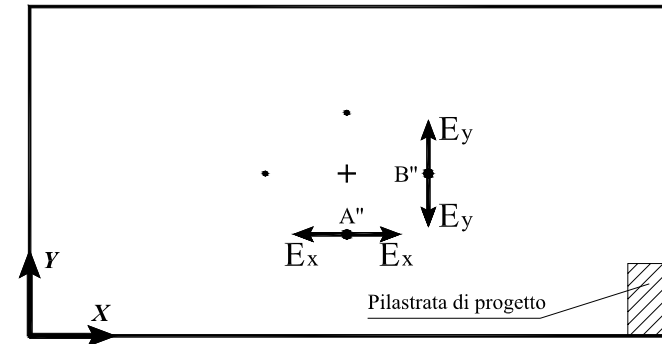
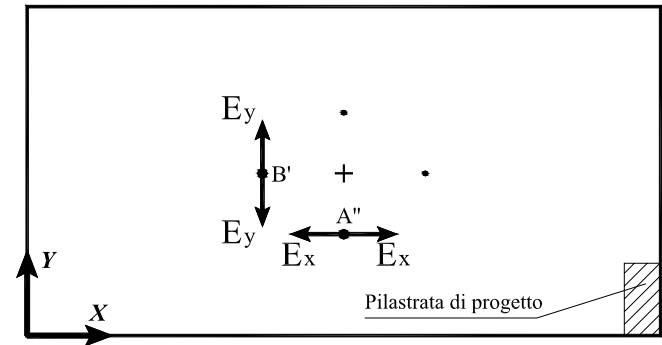
Sollecitazioni flettenti di verifica del pilastro

Dal prodotto delle sollecitazioni di calcolo per il rispettivo coefficiente di amplificazione si ottengono le sollecitazioni di verifica.

Al valore dei momenti ottenuti applicando la procedura suddetta sono associati i valori dei momenti nella direzione ortogonale (non amplificati) e quelli degli sforzi normali (della stessa combinazione)

Pil.	Lung.	Progr.	V+E ₇ (min M _x)			V+E ₆ (max M _x)			V+E ₃ (min M _y)			V+E ₂ (max M _y)		
			αM_x	M_y	N	αM_x	M_y	N	M_x	αM_y	N	M_x	αM_y	N
(n°)	(m)	(m)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kN)
1068	4,00	0,00	-284	-79	-637	271	104	-451	-245	-155	-480	232	-184	-608
		4,00	277	39	-611	-266	-90	-425	134	131	-454	-115	-184	-582
2068	3,20	4,00	-153	-13	-310	105	100	-479	-84	-85	-314	52	187	-475
		7,20	164	7	-291	-136	-92	-460	82	116	-295	-54	-170	-456
3068	3,20	7,20	-118	4	-210	88	73	-296	-59	-61	-211	35	130	-294
		10,40	153	6	-192	-162	-82	-278	82	147	-194	-55	-156	-276
4068	3,20	10,40	-52	29	-98	14	61	-125	-29	55	-99	4	97	-124
		13,60	55	-29	-82	-28	-84	-109	51	-7	-83	-24	-106	-108

Pil.	Lung.	Progr.	V+E ₇ (min M _x)			V+E ₆ (max M _x)			V+E ₄ (min M _y)			V+E ₁ (max M _y)		
			αM_x	M_y	N	αM_x	M_y	N	M_x	αM_y	N	M_x	αM_y	N
(n°)	(m)	(m)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kN)
1068	4,00	0,00	-446	10	-721	434	15	-367	-61	-154	-381	48	-183	-707
		4,00	275	-24	-695	-254	-27	-341	37	131	-355	-18	-183	-681
2068	3,20	4,00	-154	42	-491	117	44	-298	-36	-85	-300	4	187	-490
		7,20	164	-42	-472	-134	-43	-279	32	116	-281	-5	-170	-470
3068	3,20	7,20	-118	38	-302	90	39	-203	-25	-61	-204	0	130	-301
		10,40	157	-37	-284	-153	-39	-186	32	147	-186	-5	-156	-284
4068	3,20	10,40	-48	45	-127	24	45	-96	-17	55	-96	-7	97	-127
		13,60	83	-56	-111	-56	-56	-80	23	-7	-80	4	-106	-111



La verifica pressoflessione consiste nell'andare a valutare se, per ciascuna sezione della pilastrata, il punto rappresentativo dello stato di sollecitazione (di coordinate M_x , M_y) è interno oppure meno al dominio di resistenza, costruito in funzione dell'armatura presente e che si modifica al variare dello sforzo normale. Per tale fine sono disponibili vari programmi di calcolo anche on-line, quali, per esempio:

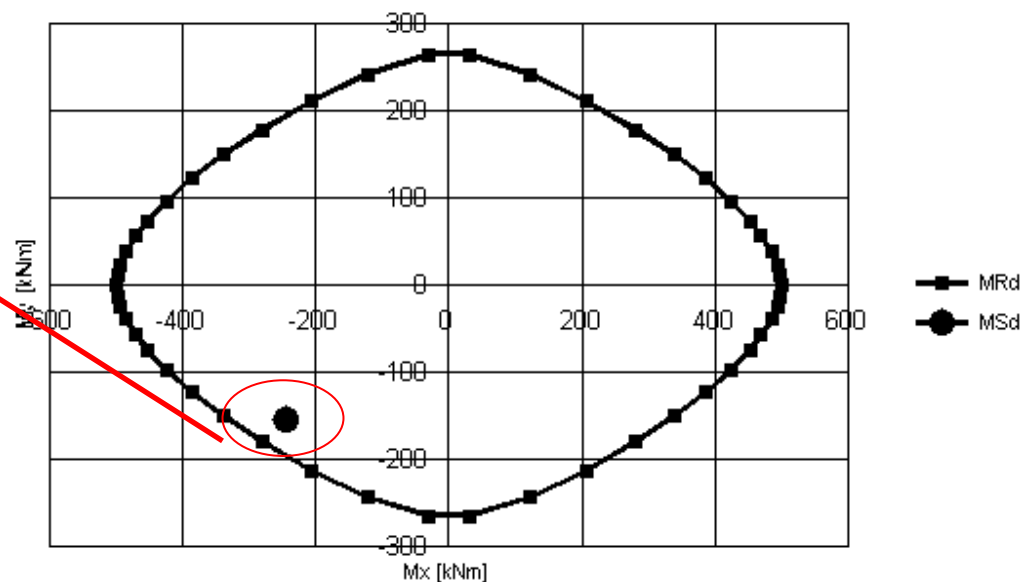
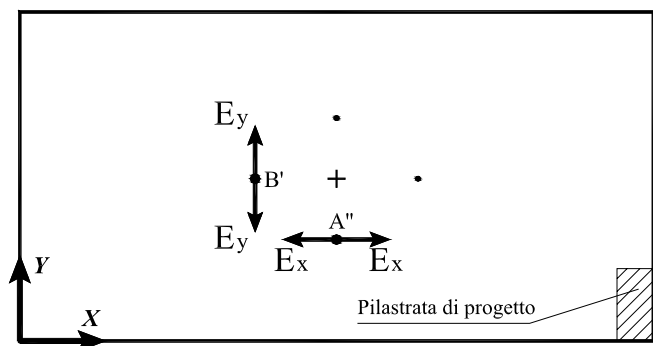
VcaSlu (http://civserv.ing.unibs.it/utenti/gelfi/software/programmi_studenti.html)

Verifica a pressoflessione dei pilastri

La verifica a pressoflessione deviata si effettua costruendo il dominio resistente e verificando che le sollecitazioni siano interne

Dominio della sezione di base per $N = -480 \text{ kN}$.

Sollecitazioni per combinazione V+E6



L'Eurocodice 8 consente, in maniera approssimata, di effettuare la verifica a flessione semplice riducendo la resistenza del 30%; in tal caso la sollecitazione $M_x = -372 \text{ kNm}$ andrebbe confrontata con il 70% della resistenza a flessione semplice e che risulta pari a -462 kNm . Ovviamente, vanno confrontati con tale valore tutti i momenti M_x che sollecitano tale sezione derivanti da tutte le combinazioni.

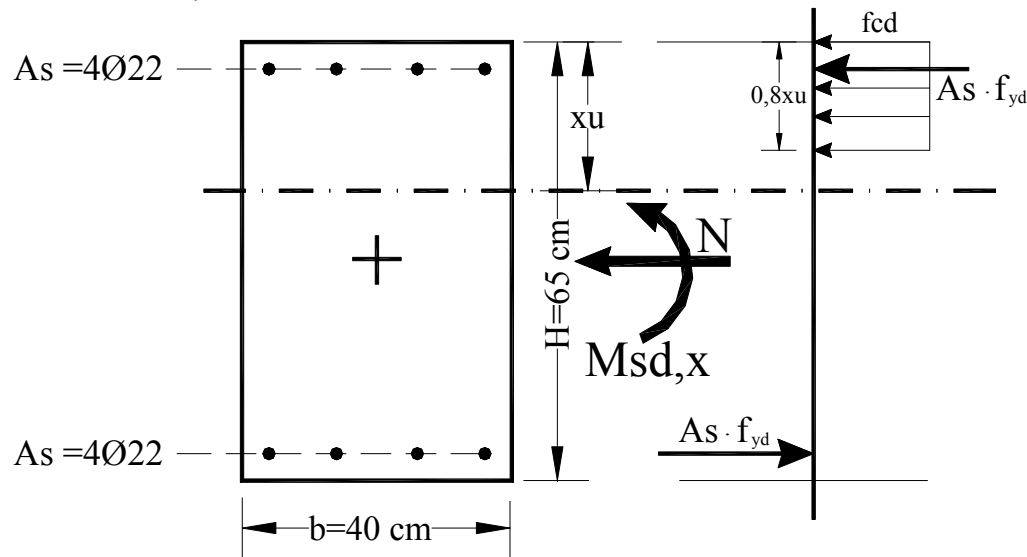
Verifica a pressoflessione semplificata

Una verifica semplificata può essere condotta velocemente determinando i momenti resistenti $M_{Rd,x}$ e $M_{Rd,y}$ (sotto un assegnato sforzo normale N) considerando la sezione nella condizione di pressoflessione retta nelle due direzioni ortogonali e quindi verificando che:

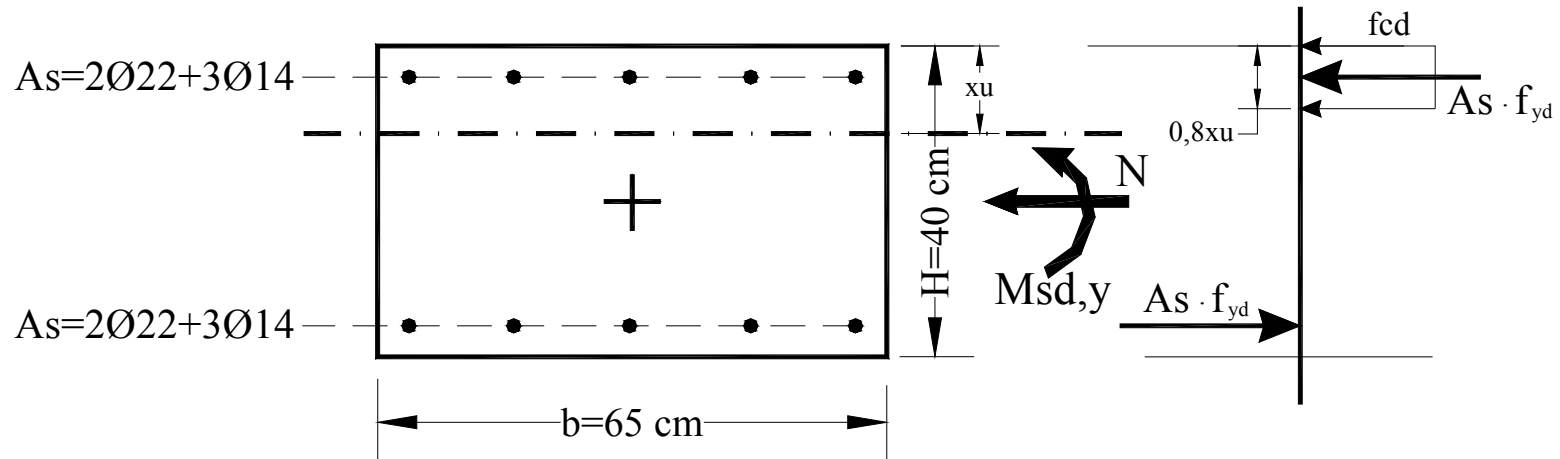
$$\left(\frac{M_{sd,x}}{M_{Rd,x}} \right)^p + \left(\frac{M_{sd,y}}{M_{Rd,y}} \right)^q \leq 1$$

dove $M_{sd,x}$ e $M_{sd,y}$ sono i momenti che sollecitano la sezione e p e q in bibliografia (Gherzi, 2005) sono assunti pari a 1,5 (a vantaggio di sicurezza)

Calcolo di $M_{Rd,x}$



- Calcolo di $M_{Rd,y}$



$$\left(\frac{M_{sd,x}}{M_{Rd,x}} \right)^p + \left(\frac{M_{sd,y}}{M_{Rd,y}} \right)^q = \left(\frac{245}{454} \right)^{1,5} + \left(\frac{155}{226} \right)^{1,5} = 0,40 + 0,57 = 0,97 < 1$$

La verifica è quindi soddisfatta. Ovviamente, in maniera più accurata possono essere considerati tutti i livelli di armatura

Minimi di armatura pilastri

Nella sezione corrente del pilastro la percentuale di armatura longitudinale deve essere compresa tra i seguenti limiti:

$$1\% < \frac{A}{A_c} < 4\%$$

con A area totale dell'armatura longitudinale e A_c area della sezione lorda del pilastro (**punto 5.5.2.2 – Armature longitudinali**).

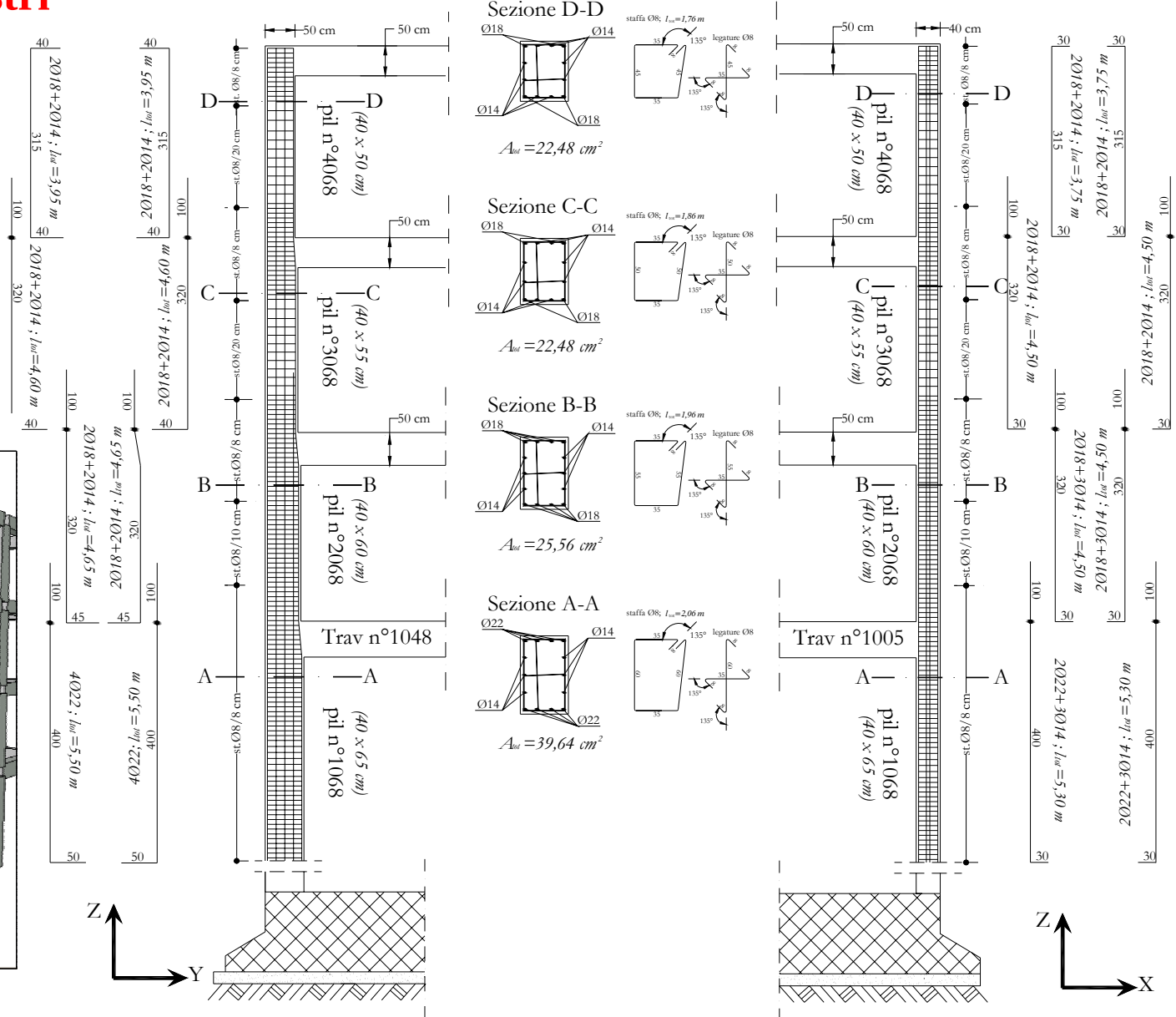
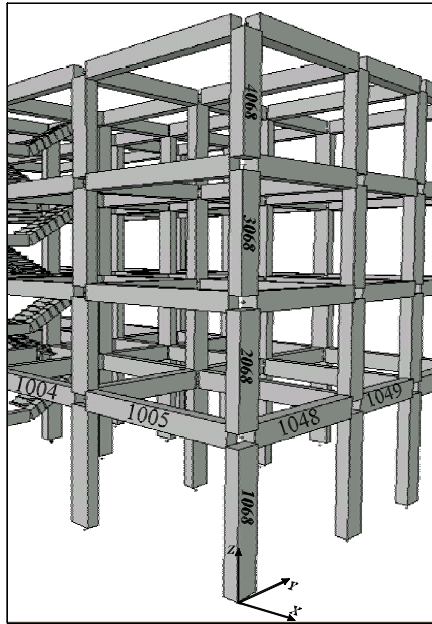
Per la sezione 40 x 65 (pilastri del 1° livello) si ricava:

$$A^{min} = 40 \cdot 65 \cdot 0,01 = 26 \text{ cm}^2$$

Nel caso in esame del progetto a presso-flessione deviata dei pilastri si evince che per gli ultimi due piani della pilastrata l'armatura occorrente è dettata dal rispetto dei minimi di normativa e non dalle sollecitazioni agenti.

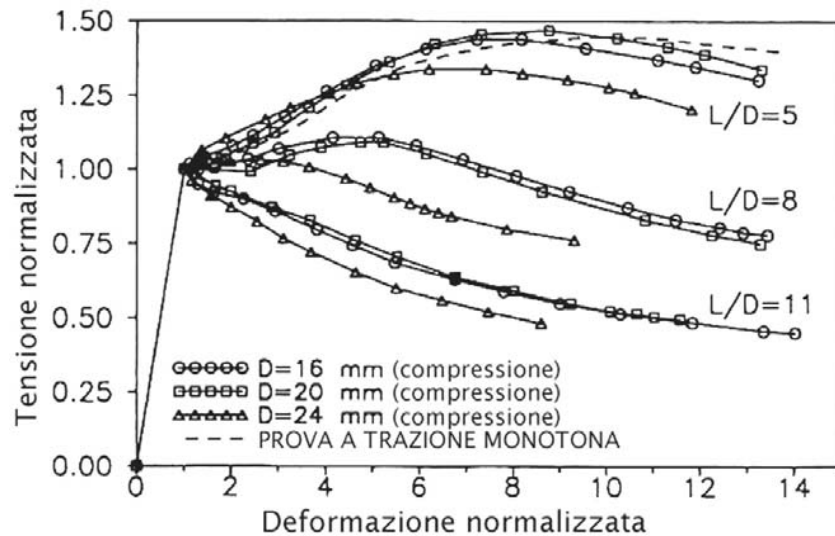
La distinta delle armature tiene conto anche delle limitazioni fornite dal *D.M. 9 gennaio 1996* e che per tutta la lunghezza del pilastro l'interasse tra le barre non deve essere superiore a 25 cm (punto 5.5.2.2 – Armature longitudinali**).**

Armatura pilastri



Importanza delle armature trasversali

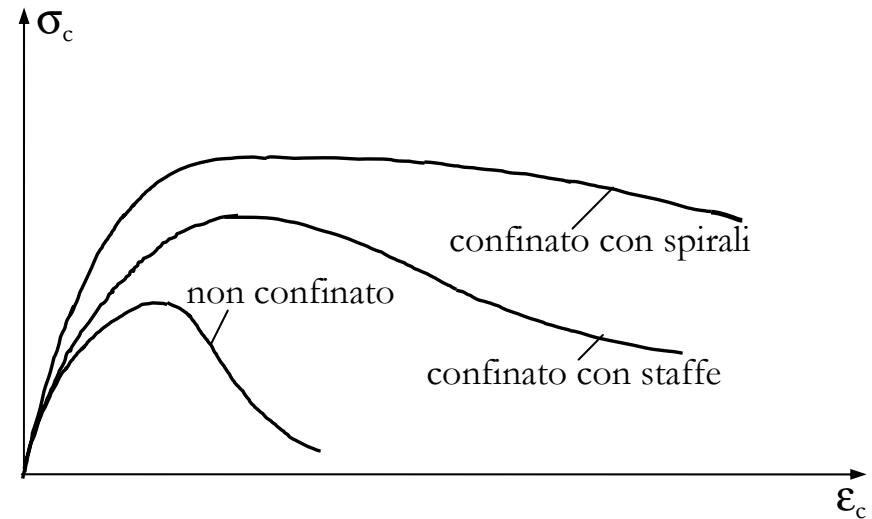
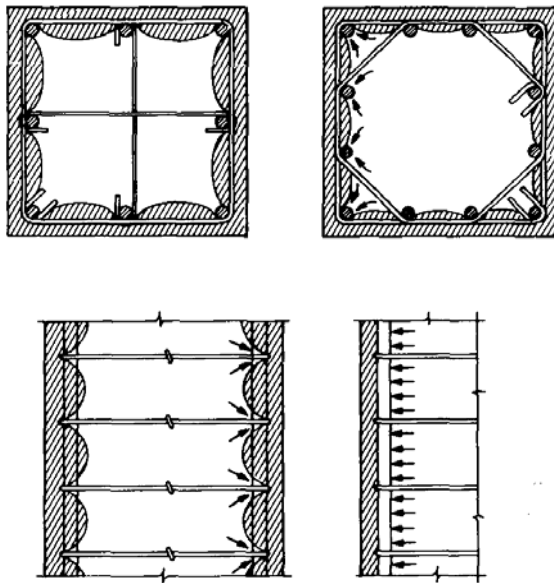
Pilastri



L = passo staffe D = diametro staffe

È importante la snellezza delle staffe e non il diametro in assoluto

La duttilità del calcestruzzo è governata dall'effetto di confinamento esercitato dall'armatura trasversale



L'efficacia del confinamento dipende da passo e diametro delle staffe ma anche dalla disposizione delle armature longitudinali

PILASTRATA 1068-2068-3068-4068: Verifica a taglio

Per le strutture in CD “A”, al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al taglio, gli sforzi di taglio nei pilastri da utilizzare per le verifiche e per il dimensionamento delle armature si ottengono dalla condizione di equilibrio del pilastro soggetto all’azione dei momenti resistenti nelle sezioni di estremità superiore (M_{Rp}^s) ed inferiore (M_{Rp}^i) secondo l’espressione:

$$V = \gamma_{Rd} \frac{M_{Rp}^s + M_{Rp}^i}{l_p} \quad \text{nella quale } \gamma_{Rd} = 1,20 \text{ ed } l_p \text{ è l'altezza del pilastro}$$

Taglio nei pilastri: DIR X					
Pilastro	Lungh.	Progr.	N _{max}	M _{Rp,y}	V _x
(n°)	(m)	(m)	(kN)	(kNm)	(kN)
1068	4,00	0,00	-721	278	167
		4,00	-695	277	
2068	3,20	4,00	-491	234	175
		7,20	-472	232	
3068	3,20	7,20	-302	190	142
		10,40	-284	188	
4068	3,20	10,40	-127	164	122
		13,60	-111	162	

Taglio nei pilastri: DIR Y					
Pilastro	Lungh.	Progr.	N _{max}	M _{Rp,x}	V _y
(n°)	(m)	(m)	(kN)	(kNm)	(kN)
1068	4,00	0,00	-721	524	314
		4,00	-695	522	
2068	3,20	4,00	-491	354	264
		7,20	-472	351	
3068	3,20	7,20	-302	273	204
		10,40	-284	270	
4068	3,20	10,40	-127	212	158
		13,60	-111	209	

La resistenza al taglio si valuta secondo le espressioni applicabili alle situazioni non sismiche

Il calcolo viene eseguito così come indicato dal **D.M. 9 gennaio 1996**, sommando il contributo di resistenza dell'armatura trasversale e del calcestruzzo:

$$V_{wd} = A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot \frac{0,9d}{s} (\sin \alpha + \cos \alpha)$$

$$V_{cd} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$$

α è l'inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave, A_{sw} è l'area dell'armatura trasversale posta ad interasse s , d è l'altezza utile della sezione e f_{ctd} la resistenza a trazione di calcolo

$$f_{ctd} = f_{ctk} / 1,6 = 0,7 f_{ctm} / 1,6 = 0,7 \left(0,27 \cdot \sqrt[3]{R_{ck}^2} \right) / 1,6 = 1 \text{ N / mm}^2$$

$\alpha = 90^\circ$ (staffe verticali) mentre $s = 8 \text{ cm}$ in quanto alle due estremità del pilastro si devono disporre staffe di contenimento e legature per una lunghezza pari al lato maggiore della sezione trasversale (75 cm) e ad un passo non maggiore della più piccola delle seguenti grandezze

- un quarto del lato minore della sezione trasversale $b/4 = 40/4 = 10 \text{ cm}$
- 15 cm;
- sei volte il diametro minimo delle barre longitudinali che collegano ($6\phi 14 = 8,4 \text{ cm}$).

Per staffe di diametro $\phi 8$ poste ad interasse di 8 cm, si ricava:

- *Dir X*

$$V_{wd} = A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot \frac{0,9d}{s} (\sin \alpha + \cos \alpha) = 2 \cdot 50 \cdot \frac{430}{1,15} \cdot \frac{0,9 \cdot 360}{80} = 151 \text{ kN}$$

$$V_{cd} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d = 0,6 \cdot 1 \cdot 360 \cdot 650 = 140 \text{ kN}$$

Pertanto risulta:

$$V_{cd} + V_{wd} = 151 + 140 = 291 \text{ kN} > V_x = 175 \text{ kN}$$

Dir Y

$$V_{wd} = A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot \frac{0,9d}{s} (\sin \alpha + \cos \alpha) = 2 \cdot 50 \cdot \frac{430}{1,15} \cdot \frac{0,9 \cdot 610}{80} = 257 \text{ kN}$$

$$V_{cd} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d = 0,6 \cdot 1 \cdot 610 \cdot 400 = 146 \text{ kN}$$

Pertanto risulta:

$$V_{cd} + V_{wd} = 257 + 146 = 403 \text{ kN} > V_y = 314 \text{ kN}$$

Nelle rimanenti parti del pilastro si dispongono:

Per il 1° livello le stesse staffe e cioè $\phi 8/8$ cm, per il 2° livello staffe $\phi 8/10$ cm, per il 3° e 4° livello staffe $\phi 8/20$ tenendo conto della limitazione di normativa (**D.M. 9 gennaio 1996**) che prevede una staffatura ad interasse non maggiore di 15 volte il diametro minimo delle barre longitudinali ($15\phi 14 = 21$ cm):

Staffe al di fuori della zona critica: DIR X							
Pilastro	Lungh.	d	b _w	ϕ_{staffa}	passo	V _{Rdx}	V _x
(n°)	(m)	(cm)	(cm)	(mm)	(cm)	(kN)	(kN)
2068	3,20	36	60	8	10	251	175
3068	3,20	36	55	8	20	180	142
4068	3,20	36	50	8	20	169	122

Staffe al di fuori della zona critica: DIR Y							
Pilastro	Lungh.	d	b _w	ϕ_{staffa}	passo	V _{Rdy}	V _y
(n°)	(m)	(cm)	(cm)	(mm)	(cm)	(kN)	(kN)
2068	3,20	56	40	8	10	324	264
3068	3,20	51	40	8	20	209	204
4068	3,20	46	40	8	20	188	158

In ciascuna delle due zone di estremità del pilastro le barre disposte sugli angoli della sezione devono essere contenute da staffe. Inoltre almeno **una barra ogni due, di quelle disposte sui lati, dovrà essere trattenuta da staffe interne o legature con le barre non fissate che devono trovarsi a meno di 15 cm da una barra fissata. Il diametro delle staffe di contenimento o legature non deve essere inferiore ad 8 cm**

Anche per la verifica al taglio andrebbe considerata la presenza contemporanea delle azioni nelle due direzioni, che comportano la presenza di **taglio “obliquo”** rispetto agli assi della sezione rettangolare del pilastro. Il problema, piuttosto complesso da studiare, viene però **coperto dalla notevole sovreresistenza a taglio fornita nel pilastro** dal rispetto della gerarchia delle resistenze e dai minimi di staffe forniti dalla normativa.

NODO TRAVE-PILASTRO: Verifica di resistenza

Si definisce nodo la zona del pilastro che si incrocia con le travi ad esso concorrenti.

Quando non si innesta in tutte e quattro le facce del nodo una trave si parla di nodo non interamente confinato (**punto 5.4.3.1 – Nodi trave pilastro-Definizioni**).

Per i nodi non confinati appartenenti a strutture in CD “A” si considera la seguente formula di verifica per le staffe orizzontali presenti nel nodo:

$$\frac{n_{st} \cdot A_{st}}{i \cdot \bar{b}} \geq 0,05 \frac{R_{ck}}{f_{yd}}$$

n_{st} è il numero di braccia, A_{st} è l'area di ciascuna barra

i è l'interasse tra le staffe

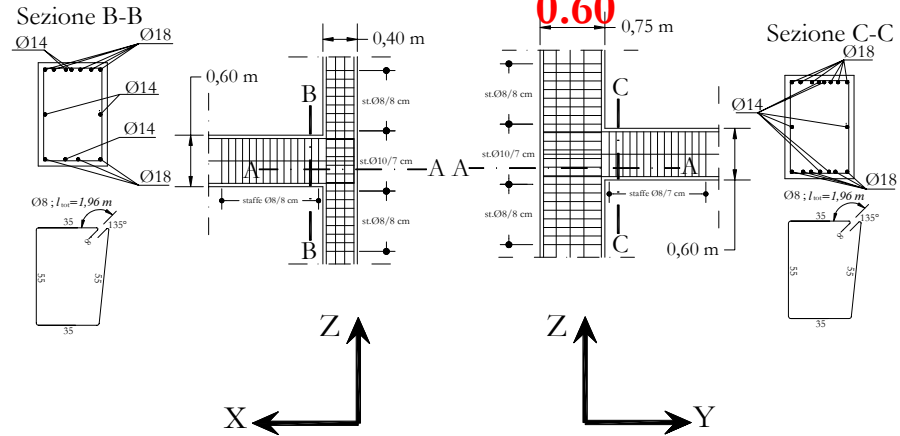
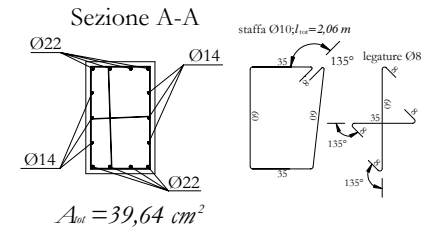
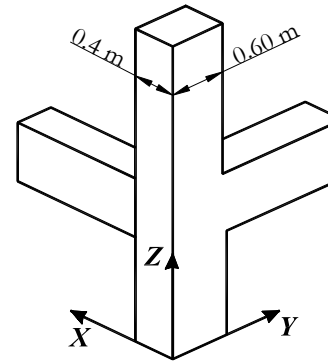
$\bar{b}$ è la larghezza utile del nodo che è pari a

$$\min \{b_{colonna}; (b_{trave} + 0,5 h_{colonna})\} \text{ se } b_{colonna} > b_{trave}$$

oppure

$$\min \{b_{trave}; (b_{colonna} + 0,5 h_{colonna})\} \text{ se } b_{colonna} < b_{trave}$$

$$\begin{cases} \text{direzione X : } b_{\text{colonna}} = 65 \text{ cm ; } b_{\text{trave}} = 40 \text{ cm} \Rightarrow \bar{b} = 60 \text{ cm} \\ \text{direzione Y : } b_{\text{colonna}} = 40 \text{ cm ; } b_{\text{trave}} = 40 \text{ cm} \Rightarrow \bar{b} = 40 \text{ cm} \end{cases}$$



- *Direzione X*: Per staffe $\phi 10$ a due braccia, poste ad interasse di 7 cm:

$$\frac{n_{st} \cdot A}{i \cdot \bar{b}} = \frac{2 \cdot 78,5}{70 \cdot 600} = 3,74 \cdot 10^{-3} > 0,05 \frac{R_{ck}}{f_{yd}} = 0,05 \frac{25}{374} = 3,34 \cdot 10^{-3}$$

- *Direzione Y*: Per staffe $\phi 10$ a due braccia, poste ad interasse di 7 cm:

$$\frac{n_{st} \cdot A}{i \cdot \bar{b}} = \frac{2 \cdot 78,5}{70 \cdot 400} = 5,61 \cdot 10^{-3} > 0,05 \frac{R_{ck}}{f_{yd}} = 0,05 \frac{25}{347} = 3,34 \cdot 10^{-3}$$

La verifica di resistenza del nodo è quindi soddisfatta.