

Seconda esercitazione progettuale

Progetto di un telaio piano in c.a.

Valutazione delle azioni orizzontali
indotte dal sisma

1. Cenni introduttivi

Senza voler esporre nei dettagli della dinamica delle strutture che è oggetto di corsi specifici, nel seguito si introducono le relazioni fondamentali per valutare le azioni sismiche che possono essere rappresentate ad azioni orizzontali equivalenti. Tali azioni sono di natura inerziale essendo dovute allo scuotimento cui è soggetta la struttura interessata dal sisma; pertanto esse sono legate alla massa della struttura. La formula generale per valutare la forza orizzontale F_h indotta dal sisma (da utilizzare in una analisi statica lineare della struttura è la seguente:

$$F_h = \frac{W_{\text{tot}}}{g} \cdot \frac{S_{a,e}(T)}{q}$$

dove

- W_{tot} è il peso totale della struttura interessata dal sisma;
- g è l'accelerazione di gravità (sicché W_{tot}/g è la massa della struttura)
- $S_{a,e}(T)$ è l'accelerazione cui è soggetto per un assegnato terremoto un oscillatore di periodo pari a T ;
- q è il fattore di riduzione delle forze (ovvero fattore di struttura) che è sempre maggiore dell'unità e tanto più grande quanto la struttura è duttile, ovvero ha una buona capacità di spostamento oltre il limite elastico.

La normativa vigente, per strutture di caratteristiche (ovvero di periodo) simili a quelli della struttura in esame prescrive la seguente espressione per il termine $S_{a,e}(T)$:

$$S_{a,e}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5$$

dove

- a_g è il valore atteso della massima accelerazione al suolo durante un evento sismico di fissata pericolosità;
- S è un fattore che tiene conto della stratigrafia di suolo ($S=1.0$ per suoli abbastanza rigidi);
- η è il fattore che tiene conto dello smorzamento (pari ad 1.0 per strutture in c.a. ordinarie);

Il valore di a_g dipende dal livello di pericolosità sismica del sito. Da questo punto di vista il territorio nazionale si divide in 4 zone: ipotizzando di trovarsi in zona 2 si deve assumere:

$$a_g = 0.25 g$$

Il valore del fattore di struttura che si deve assumere, si può determinare come segue:

$$q = q_0 \cdot k_R \cdot k_D$$

in cui:

- q_0 dipende dal grado di iperstaticità della struttura e, con riferimento a telai con "più piani e più campate" può essere assunto il seguente valore:

$$q_0 = 5.85$$

- k_R è legato alla "regolarità" in pianta ed elevazione definita in termini di masse e rigidezze sulla struttura. Siccome non saranno condotti controlli per verificare la regolarità strutturale poniamo:

$$k_R = 0.8$$

- k_D è legato alla duttilità degli elementi strutturali e della struttura nel suo complesso. In particolare, sulla base di una serie di scelte progettuali che puntino a migliorare il comportamento post-elastico della struttura, questa può essere classificata in Classe di Duttilità Alta (CD "A"). Se, invece, non si adottano tali scelte - come nel nostro caso - si fa ricadere la struttura in Classe di Duttilità Bassa (CD "B") e si deve assumere:

$$k_D = 0.7$$

In definitiva:

$$q = q_0 \cdot k_R \cdot k_D \approx 3.25$$

In definitiva, se si assume un fattore di struttura $q=3.25$ si ottiene:

$$F_h = 0.192 \quad W_{tot}$$

Pertanto la stima dell'azione orizzontale equivalente al sisma passa per la valutazione per peso sismico W_{tot} della struttura.

Poiché il sisma ha una probabilità di occorrenza piuttosto bassa (10% in 50 anni) la normativa prescrive che soltanto una parte dei carichi variabili sia presente e partecipi al moto della struttura. Per questa ragione il peso sismico della struttura va valutato con riferimento alla seguente combinazione di carico:

$$G_k + \sum_i (\psi_{Ei} Q_{ki})$$

dove:

- G_k sono le azioni permanenti;
 - $Q_{k,i}$ sono le azioni variabili;
 - $\psi_{E,i}$ sono coefficienti di riduzione delle azioni variabili ottenibili come prodotto $\varphi \psi_{2,i}$.
- Il coefficiente $\psi_{2,i}$ dipende dal tipo di sovraccarico variabile secondo la seguente tabella: (cfr. Ordinanza P.C.M. 3274/03 - Allegato 2):

Destinazione d'uso	$\psi_{2,i}$
Abitazioni, Uffici	0.30
Tetti e coperture con neve	0.35

Quanto a φ si può assumere:

Carichi ai piani	φ
Copertura	1.00
Carichi indipendenti	0.50

A questo punto si conoscono tutte le informazioni necessarie per il calcolo di W_{tot} . Procedendo per i vari piani è utile i seguenti parametri geometrici:

- superficie interna	149.63	m ²
- superficie balconi	10.93	m ²
- perimetro interno	50.50	m
- perimetro esterno	52.80	m
- perimetro esterno balconi	11.80	m

Con riferimento a tali elementi geometrici ed ai carichi che vi insistono si possono determinare i *pesi sismici* W_i per i vari piani:

- Primo e secondo impalcato ($\varphi=0.5$)

	Area o Per	Carico Unitario	Carico
- carico solaio			
azione permanente	149.63	5.80	867.83
azione variabile	149.63	0.30	44.89
- travi	50.50	3.75	189.38
- sbalzo			
azione permanente	10.93	4.30	46.98
azione variabile	10.93	0.60	6.56
parapetto	11.80	1.50	17.70
- tamponatura esterna	50.50	8.40	424.20
			$W_1=W_2=$ 1597.52 kN

- Terzo Piano ($\varphi=1.0$)

	Area/Per	Carico Unitario	Carico
- carico solaio			
azione permanente	149.63	5.80	867.83
azione variabile	149.63	0.53	78.55
parapetto	52.80	1.50	79.20
- travi	50.50	3.75	189.38
- sbalzo			
azione permanente	10.93	4.30	46.98
azione variabile	10.93	0.53	5.74
- tamponatura (metà interpiano)	50.50	4.20	212.10

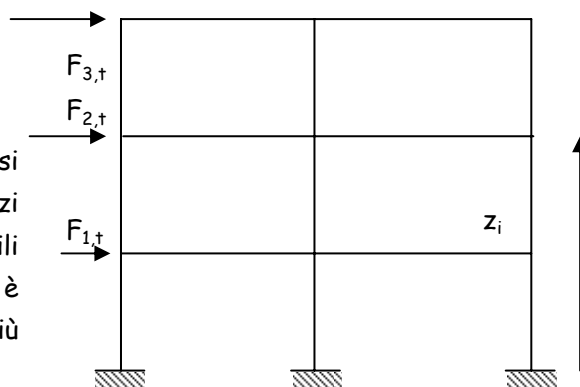
$$W_3 = 1479.77 \text{ kN}$$

Risulta in definitiva:

$$W_{\text{tot}} = 4674.81 \text{ kN}$$

$$F_h = 899.00 \text{ kN}$$

In alternativa, i pesi strutturali di piano si sarebbero potuti calcolare a partire dagli sforzi normali nei pilastri valutati con le azioni variabili ridotte. Non avendo a disposizione tali valori si è proceduto come sopra in maniera anche più sneditiva



A questo punto l'azione F_h va ripartita in altezza. Nel caso in esame, tale ripartizione si opera ragione delle quote z_i dell' i -esimo piano misurate a partire dallo spiccato di fondazione e dei pesi sismici di piano W_i

Le forze di piano F_i così ottenute si possono ripartire in parti uguali tra i 4 telai diretti in senso trasversale se valgono le seguenti ipotesi:

- la soletta del solaio realizza un diaframma infinitamente rigido nel suo piano;
- i telai hanno la stessa rigidezza traslazionale;
- non ci sono significative eccentricità tra masse e rigidezze (ovvero, nel caso in oggetto, gli interassi tra i telai non sono molto disuniformi).

Sebbene, non tutte queste ipotesi siano verificate, si ammette comunque la equipartizione delle forze di piano tra i 4 telai presenti in direzione trasversale.

Nella seguente tabella si riportano i valori numerici di tali forze.

Piano	z_i [m]	W_i [kN]	F_h [kN]	F_i [kN]	$F_{i,t}$ [kN]
3	10.50	1480	899.00	432.30	108.08
2	7.00	1598		311.13	77.78
1	3.50	1598		155.57	38.89