



ASSOBETON

Organo Ufficiale



CONFINDUSTRIA

16

2010

EDIZIONI
VREADY

industrie manufatti cementizi

Progettare e produrre
con un processo industrializzato

■ PRIMO PIANO

■ PROGETTARE

Progettazione di strutture prefabbricate monopiano

Incentivi del 55%: un'opportunità per il paese

Workshop Internazionale sulla resistenza a taglio di elementi in calcestruzzo armato e fibrorinforzato

Prove su telai in grande scala: approfondimenti e problematiche di progettazione

■ FOCUS

Tecniche, tecnologie e mercato

Proprietà sostenibili nelle costruzioni in calcestruzzo progettate e realizzate con processo industrializzato

Architetture con tecnologia con pannelli prefabbricati

Verso la corona di delizie

■ PRODURRE

Materiali e Prodotti Prefabbricati

Norme armonizzate D.M. 14/1/2008: ruoli e responsabilità di Progettisti, Imprese, DL e Collaudatori



PROGETTAZIONE DI STRUTTURE PREFABBRICATE MONOPIANO

Paolo Riva,
Andrea Belleri,
Mauro Torquati,
Università degli Studi
di Bergamo

In questo articolo vengono richiamate le disposizioni normative per le strutture prefabbricate contenute nelle Norme Tecniche delle Costruzioni (DM 14/01/2008), e vengono fornite alcune indicazioni specifiche relativamente alla progettazione di strutture monopiano. Verrà discussa la scelta del fattore di struttura in relazione alle tipologie strutturali tipiche utilizzate nell'ambito della prefabbricazione. Si intende quindi evidenziare e discutere le distinzioni fatte dalla normativa in relazione alle varie modalità di connessione. Sono inoltre presentate le principali verifiche sismiche sia allo stato limite di danno sia allo stato limite di salvaguardia della vita, sottolineando come il criterio di gerarchia delle resistenze trovi applicazione nelle strutture prefabbricate. L'articolo è focalizzato principalmente sulle strutture prefabbricate monopiano.

L'approccio progettuale alla base della normativa è fondato sulla filosofia della "Gerarchia delle Resistenze", secondo la quale si progetta la struttura affinché il collasso possa avvenire solamente secondo un meccanismo di collasso predefinito, tale da consentire la massima duttilità in termini di spostamenti della struttura nel suo complesso, con la minima richiesta di duttilità locale nelle sezioni critiche (cerniere plastiche) che concorrono alla formazione del meccanismo di collasso.

Nella fase di progettazione, è quindi importante identificare il meccanismo di collasso voluto identificandone le sezioni critiche (zone dissipative o cerniere plastiche) ed i relativi meccanismi duttili. Se il criterio di gerarchia delle resistenze viene applicato correttamente, sarà inibita la formazione di meccanismi di collasso fragili, garantendo la formazione del solo meccanismo di collasso desiderato.

L'obiettivo è quindi quello di perseguire una gerarchia nelle modalità di collasso in cui i modi duttili precedono quelli fragili; ciò si ottiene progettando le zone dissipative con una resistenza prossima ai valori di sollecitazione di progetto, e le zone potenzialmente fragili con una resistenza superiore, ottenuta dall'equilibrio limite in condizioni di collasso, con le cerniere plastiche che sviluppano una resistenza pari al momento resistente amplificato da un fattore di sovra-resistenza γ_{rd} .

Le NTC consentono due differenti approcci alla progettazione strutturale sulla base del comportamento atteso in presenza di azioni sismiche:

- Strutture **non dissipative**, nelle quali gli elementi strutturali e i collegamenti sono progettati per restare in campo elastico;
- Strutture **dissipative** (CD "A", classe di duttilità alta e CD "B", classe di duttilità bassa), nelle quali si sfruttano le risorse non lineari dei materiali, delle sezioni e degli elementi strutturali in termini di duttilità, sfruttando la dissipazione di energia per cicli di isteresi nelle regioni critiche.

L'applicazione della gerarchia delle resistenze è necessaria soltanto nell'ambito della progettazione di strutture dissipative. Si applica su due livelli:

- **Livello 1:** fra elementi (alcuni elementi sono sovradimensionati rispetto ad altri in modo da realizzare il meccanismo di collasso voluto; ad esempio i pilastri vengono sovradimensionati rispetto alle trave per evitare la formazione del "piano debole");
- **Livello 2:** fra sollecitazioni (nello stesso elemento si sovradimensiona la resistenza nei confronti dei meccanismi di rottura fragile; ad esempio il sovradimensionamento della resistenza a taglio rispetto a quella a flessione).

Sulla base della così detta "Teoria del Fattore di Duttilità", la valutazione delle sollecitazioni nella struttura avviene generalmente mediante analisi dinamiche lineari per sovrapposizione modale, utilizzando uno spettro di risposta di progetto, determinato utilizzando lo spettro di risposta elastico definito a partire dalla accelerazione massima al suolo a_g , scalato attraverso il fattore di struttura q . In questo modo si tiene conto della duttilità e della capacità dissipativa della struttura.

Le NTC 2008, per la determinazione del fattore di struttura q nelle strutture prefabbricate, prendono in considerazione sia tipologie strutturali comuni al c.a. gettato in opera, sia tipologie strutturali tipiche dei prefabbricati, a seconda della classe di duttilità adottata, come riportato in Tabella 1.

In Tabella 1 il coefficiente α_u/α_1 rappresenta il rapporto tra il moltiplicatore di collasso α_u delle azioni orizzontali ed il moltiplicatore in corrispondenza della formazione della prima cerniera plastica α_1 . Tale

rapporto rappresenta di fatto un indice di iperstaticità, varia generalmente tra 1,1 ed 1,3, ed è definito dalle NTC in funzione del numero di campate e di piani delle strutture.

Attraverso il coefficiente q_0 è possibile ottenere il fattore di struttura $q = q_0 K_R$, dove K_R è un coefficiente riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

Per costruzioni non regolari in pianta, si possono adottare valori di α_y/α_x pari alla media tra 1,0 ed i valori di volta in volta forniti per le diverse tipologie costruttive all'interno delle NTC (§ 7.3.1).

È inoltre importante tenere presente come tali edifici siano frequentemente caratterizzati da valori del coefficiente $r/l_s \leq 0,8$, dove r^2 è il rapporto tra la rigidità torsionale e flessionale di piano ed l_s^2 è il rapporto tra il momento di inerzia polare di massa e la massa di piano, e pertanto siano da considerarsi deboli torsionalmente: se l'edificio risulta deformabile a torsione il fattore di struttura q può al massimo essere posto pari a 3 per strutture in CD "A" e pari a 2 per strutture in CD "B".

Tipologia	CD "B"	CD "A"
Comuni a C.A. gettato in opera		
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste	3,0 α_x/α_y	4,5 α_x/α_y
Strutture a pareti non accoppiate	3,0	4,0 α_x/α_y
Strutture deformabili torsionalmente	2,0	3,0
Tipiche dei prefabbricati		
Strutture a pendolo inverso	1,5	2,0
Struttura a pannelli	3,0	4,0 α_x/α_y
Strutture monolitiche a cella	2,0	3,0
Strutture a pilastri isostatici	2,5	3,5

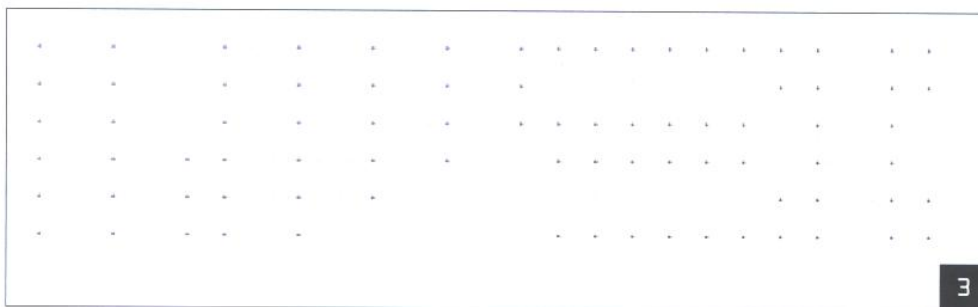


Tabella 1.
Coefficiente q_0
per diverse tipologie
strutturali

Figura 1.
Strutture regolari
in altezza

Figura 2.
Strutture non regolari
in altezza

Figura 3.
Esempio di edifici
non regolari in pianta

Per edifici prefabbricati a pilastri incastrati al piede ed interconnessi ai piani da orizzontamenti con vincolo a cerniera, tipologia tipica nella prefabbricazione di edifici monopiano, è comunque opportuna e ragionevolmente conservativa la scelta di un α_y/α_x pari a 1.

Nel caso in cui siano scelte tipologie costruttive differenti da quelle elencate in Tabella 1, va studiato il caso particolare, garantendone l'affidabilità in termini di sicurezza.

Nella prefabbricazione è importante porre particolare attenzione al collegamento fra i vari elementi, quali possono essere collegamenti pilastro-trave, pilastro-pilastro, trave-trave, oppure il collegamento di pareti e pannelli. Il comportamento statico dell'intera struttura e la sua risposta sismica possono essere influenzati in

maniera sostanziale dalla realizzazione dei collegamenti, a cui è richiesto di garantire un adeguato livello di monoliticità in termini di resistenza, rigidità e duttilità. Nella realizzazione di connessioni che vadano ad influenzare la resistenza ai carichi statici e al sisma, sono assunte limitazioni specifiche per edifici prefabbricati, a seconda della loro posizione e delle loro proprietà:

a) Connessioni *fuori dalle zone critiche*: posizionate in modo da non influire sulla capacità dissipativa della struttura. La connessione va posta ad una distanza minima rispetto alla zona critica pari a $2d$ per CD "B", pari a $2,5d$ per CD "A", dove d è l'altezza utile della sezione. Si assume un momento pari al maggiore tra quello ricavato dall'analisi e quello ottenuto con la gerarchia delle resistenze dai momenti resistenti delle



zone critiche adiacenti, moltiplicati per il fattore di sovra-resistenza γ_{Rd} (per CD "B" $\gamma_{Rd} = 1,10$, per CD "A" $\gamma_{Rd} = 1,20$), mentre il taglio si ricava dalla gerarchia delle resistenze.

b) Connessioni in zone critiche: sovradimensionate in modo da spostare la plasticizzazione nelle zone attigue. Si assume un fattore di sovraresistenza γ_{Rd} pari a 1,20 per CD "B", pari a 1,35 per CD "A". La connessione pilastri-pilastri in zone critiche è consentita solamente per classe di duttilità CD "B";

c) Connessioni in zone critiche: dotate delle necessarie caratteristiche in termini di duttilità e di quantità di energia dissipabile.

Nel caso in cui le connessioni non rispettino queste indicazioni, il fattore q deve essere ridotto del 50%; in ogni caso, i collegamenti devono essere in grado di assorbire e trasferire le forze risultanti dall'analisi, senza far affidamento sull'attrito, con adeguati margini di sicurezza.

Le Norme Tecniche forniscono inoltre indicazioni progettuali riguardanti le strutture intelaiate e quelle a pilastri isostatici, determinando a seconda del tipo di collegamento e della classe di duttilità scelta, le azioni sulle base delle quali verificare gli elementi, ricavate da analisi oppure dall'applicazione della gerarchia delle resistenze.

Prendendo in esame le **strutture intelaiate**, sono indicate 2 tipologie di sistemi a telaio prefabbricato, per le quali nelle Figure 4 e 5 sono forniti degli esempi di collegamento, ancorché riferiti a strutture pluripiano:

- *Tipologia 1* (Riconducibile a connessioni di tipo a e connessioni di tipo b)
- *Tipologia 2* (Riconducibile a connessioni di tipo c).

Per quanto riguarda le **strutture a pilastri isostatici** vi è una distinzione tra collegamenti fissi e

collegamenti scorrevoli, considerando i pilastri collegati alla fondazione con vincoli di incastro.

Collegamenti fissi: progettati con una resistenza a taglio pari al minore tra la forza orizzontale associata al momento resistente ultimo alla base del pilastro moltiplicata per un fattore di sovra-resistenza γ_{Rd} (1,35 per CD "A", 1,20 per CD "B") e il taglio derivante dall'analisi (azione sismica valutata con $q=1$)

Collegamenti scorrevoli: devono consentire uno scorrimento massimo pari a

$$\Delta = (d_e^2 + d_r^2)^{1/2}$$

dove: d_e è lo spostamento relativo tra le due parti dovuto all'azione sismica (in opposizione di fase) (§ 7.3.3.3);

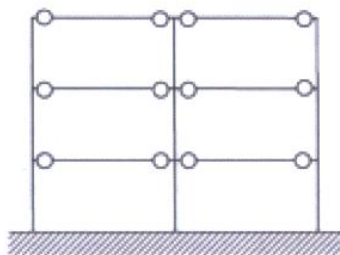
d_r è lo spostamento relativo tra le fondazioni delle due parti collegate dovuto all'azione sismica (§ 3.2.5.2) (trascurabile nel caso vi siano travi di collegamento tra le fondazioni).

Per quanto riguarda le limitazioni geometriche e d'armatura degli elementi, vanno utilizzate le stesse prescrizioni presenti all'interno delle NTC 2008 per strutture in c.a. monolitiche (§ 7.4.6).

Il fattore di struttura q viene limitato ad un massimo di 1,5 per elementi strutturali **NON** progettati secondo le regole definite nel capitolo 7 per il c.a. gettato in opera.

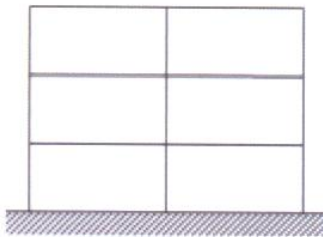
La resistenza va valutata utilizzando gli stessi coefficienti di sicurezza parziali utilizzati in situazioni non sismiche. Eventuali elementi in acciaio connessi alla struttura si possono considerare contribuenti alla resistenza sismica se possiedono adeguate caratteristiche di resistenza e duttilità. In generale, per ogni elemento strutturale e non strutturale (inclusi nodi e collegamenti), andrà verificato che il valore di progetto di ciascuna sollecitazione, calcolato tenendo conto degli effetti del secondo

Tipologia I (Riconducibile a connessioni di tipo a e connessioni di tipo b)



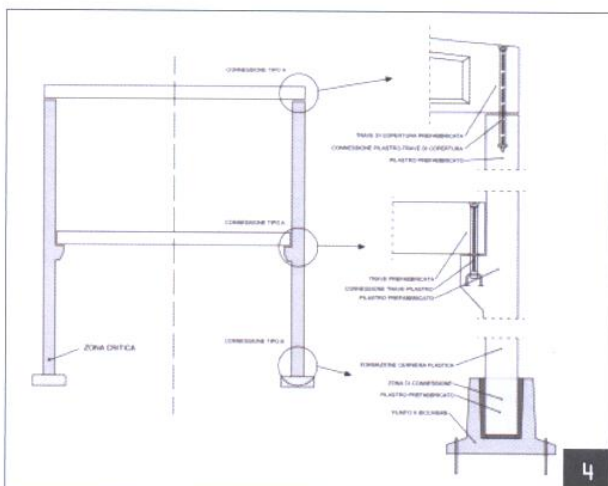
Strutture con collegamenti a cerniera fra travi e pilastri che danno continuità di forze. In questo caso le zone di dissipazione energetica sono le cerniere plastiche alla base dei pilastri che devono realizzare un incastro totale con la fondazione.

Le connessioni trave-pilastro di tipo a cerniera sono riconducibili a collegamenti di tipo a, mentre il vincolo alla base va dimensionato con le regole relative a connessioni di tipo b.

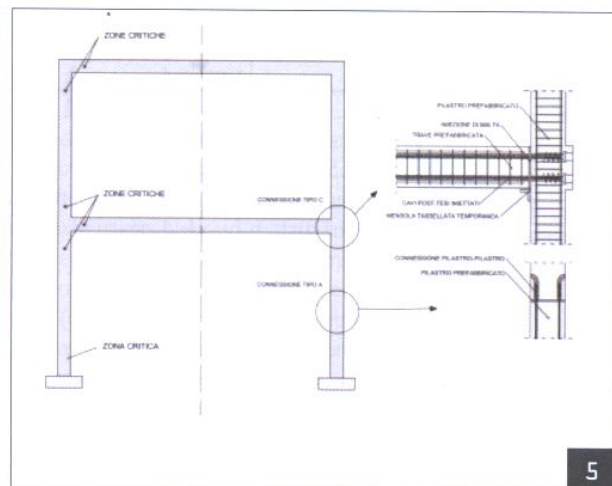
Tipologia 2 (Riconducibile a connessioni di tipo c)


Collegamenti monolitici con getti integrativi ad emulazione delle strutture gettate in opera, con continuità di forze e momenti.

Deve essere assimilabile ad una connessione monolitica attraverso una dimostrazione analitica. L'idoneità può essere desunta da normative di comprovata validità, oppure da prove sperimentali in scala reale.



4



5

ordine (valutati tramite il parametro θ) e le regole di gerarchia delle resistenze indicate per le diverse tecniche costruttive, sia inferiore al corrispondente valore della resistenza di progetto, calcolato secondo le regole specifiche indicate per ciascun tipo strutturale. Allo stesso modo, gli elementi e la struttura nel suo insieme dovranno possedere una duttilità coerente con il fattore di struttura q .

Alternativamente, si dovrà verificare che la struttura possieda una capacità di spostamento superiore alla domanda. Gli effetti del secondo ordine possono essere valutati attraverso il fattore θ . Essi vanno valutati verificando che lo stato deformativo e la distribuzione degli spostamenti siano compatibili con i requisiti dei livelli prestazionali di riferimento (SLD, SLV).

Nel caso in cui θ sia minore di 0,1 gli effetti del secondo ordine possono essere considerati trascurabili; se $0,1 < \theta < 0,2$ gli effetti del secondo ordine (M_2)

possono essere presi in considerazione amplificando di $1/(1-\theta)$ le sollecitazioni del primo ordine (M_1), ottenute direttamente dall'azione sismica orizzontale; se $0,2 < \theta < 0,3$ è richiesta un'analisi non lineare; non è consentito il caso in cui θ superi 0,3.

Dalla Figura 7 seguente, si nota come θ rappresenti l'inverso del moltiplicatore critico (m_{cr}) del carico assiale P.

Per comprendere come l'amplificazione del momento al primo ordine di $1/(1-\theta)$ tenga in considerazione gli effetti del secondo ordine si può scrivere la seguente relazione:

$$M_1 \cdot 1/(1-\theta) \cong M_1 + M_2$$

$$(V \cdot h) \cdot 1/(1-\theta) \cong (V \cdot h) + (P \cdot d)$$

Dividendo primo e secondo termine per $V \cdot h$ e quindi moltiplicando per $(1-\theta)$ si ottiene:

$$1/(1-\theta) = 1 + \theta$$

$$1 = 1 - \theta^2$$

Figura 4.

Esempio di connessioni con telaio di tipologia 1

Figura 5.

Esempio di connessioni con telaio di tipologia 2

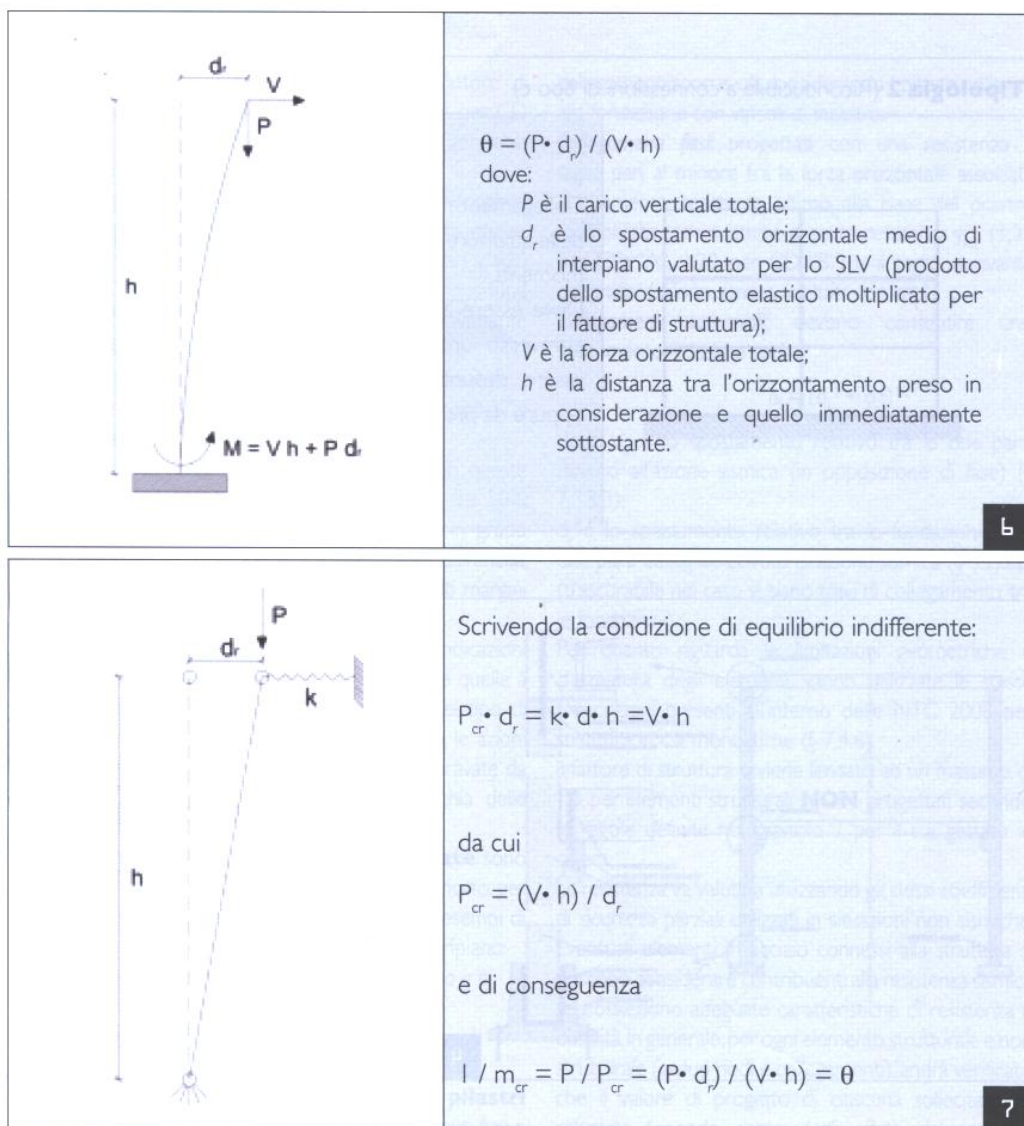


Figura 6.

Schema statico effetti
del secondo ordine

Figura 7.

Schema statico
moltiplicatore critico

Da ciò si deduce come l'uguaglianza risulti approssimata per valori di θ bassi (compresi tra 0.1 e 0.2 nelle NTC). Per $0,2 < \theta < 0,3$ le Norme Tecniche e l'Eurocodice 8 prescrivono l'analisi del secondo ordine senza però dare indicazioni sulla sua esecuzione.

Una possibilità consiste nell'eseguire un'analisi a spettro di risposta (o un'analisi statica equivalente), eseguita tenendo conto degli effetti del secondo ordine dovuti alle azioni assiali P effettive, ed utilizzando lo spettro elastico.

I risultati di tale procedura non sono necessariamente realistici. In questo caso sarebbe quindi corretta solamente l'analisi dinamica non lineare.

Qualora θ risulti maggiore del 10%, l'altezza della sezione del pilastro: non dovrà essere inferiore ad $l/10$

della maggiore fra le distanze tra il punto in cui si annulla il momento flettente e le estremità del pilastro. Nel caso di telai monopiano incernierati, questa distanza rappresenta l'altezza di interpiano.

Per limitare l'impatto di tale prescrizione, si potrebbe pensare di fornire un grado d'incastro alla connessione trave-pilastro, sia per aumentare la rigidità del sistema, e quindi diminuire lo spostamento ed il fattore θ , sia per ridurre la lunghezza di libera inflessione. In alternativa, le non-linearità geometriche vanno correttamente considerate mediante opportune analisi non-lineari.

Andando ad esplicitare ulteriormente la relazione di θ si osserva come tale parametro sia direttamente proporzionale al fattore di struttura q e inversamente proporzionale alla rigidità del sistema:

$$\theta = (P \cdot d) / (V \cdot h) = (P \cdot q \cdot d_g) / (V \cdot h) = \dots$$

$$= (P \cdot q) / (k \cdot h)$$

La relazione sopra esplicitata mostra che non vi è alcuna dipendenza di θ dall'azione sismica, θ è quindi indipendente dalla zona sismica considerata. Appare pertanto evidente che, a parità di rigidezza, l'utilizzo di un fattore di struttura maggiore implica un valore superiore del fattore θ .

Inoltre, se grazie all'utilizzo di un fattore q elevato le sollecitazioni negli elementi strutturali dovessero risultare modeste, sarebbe in linea di principio possibile progettare la struttura con sezioni resistenti più contenute, cui conseguirebbe un basso valore della rigidezza k , e quindi un fattore θ ulteriormente incrementato.

Risulta quindi evidente come la scelta del fattore di struttura non possa essere fatta solo sulla base dello schema statico, senza considerare gli effetti del secondo ordine.

Questo è ovviamente particolarmente rilevante per strutture con orizzontamenti incernierati ai pilastri ed elevate altezze sotto trave.

Vale la pena ricordare ancora una volta come il coefficiente θ sia di fatto legato alla snellezza, e sia pertanto indipendente dalla sollecitazione sismica.

Per considerare come lo schema statico influenzi la risposta strutturale in caso di evento sismico si prendano in esame i due schemi statici (Figura 8).

La rigidezza dello schema con incastro perfetto e trave infinitamente rigida è 4 volte superiore rispetto allo schema con trave incernierata al pilastro. Ipotizzando massa m identica in entrambi i casi e andando a valutare i periodi si ha

$$T_{\text{incastro}} = 2\pi \cdot (m / (4 K_{\text{mensola}}))^{1/2} = (1/2) \cdot 2\pi \cdot (m / K_{\text{mensola}})^{1/2}$$

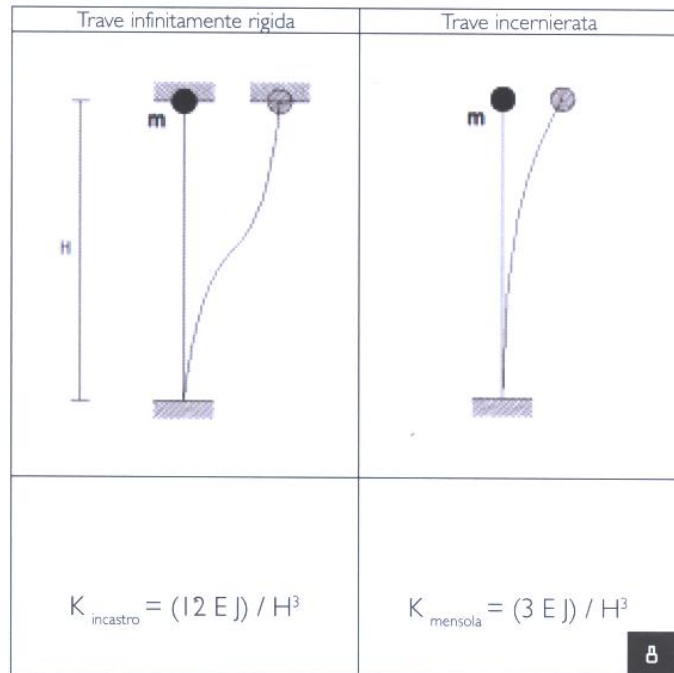
$$= 1/2 \cdot T_{\text{mensola}}$$

Ipotizzando che entrambi i periodi si trovino nella regione dello spettro di risposta in cui S_d (accelerazione di progetto) è inversamente proporzionale al periodo T , si ha che

$$S_d(T_{\text{incastro}}) / S_d(T_{\text{mensola}}) = 2$$

Ciò comporta una azione sismica nel caso di incastro di estremità e trave infinitamente rigida doppia rispetto a quella corrispondente al telaio incernierato. Tuttavia, il momento massimo generato dall'azione sismica sarà lo stesso, dato che la luce di libera inflessione dello schema a doppio incastro è pari alla metà.

I vantaggi derivanti dall'uso di uno schema statico piuttosto che un altro non sono in questo caso da ricercare in termini di sollecitazione nelle sezioni critiche ma negli spostamenti dovuti all'azione sismica che sono quattro volte superiori nel caso di travi incernierate. Di conseguenza in questo ultimo caso le



verifiche del secondo ordine saranno più penalizzate.

Di norma, la valutazione degli spostamenti secondo le NTC 2008 va effettuata sia per lo stato limite di danno, sia per lo stato limite ultimo. Nel caso di stato limite ultimo, gli spostamenti vanno opportunamente limitati al fine di non indurre fenomeni quali il martellamento tra edifici attigui (o comunque due parti di edifici separati fra loro da un giunto) oppure di scongiurare la perdita di appoggio di elementi strutturali, che porterebbe al collasso della struttura. Inoltre, ancorché non imposto dalla norma, la verifica degli spostamenti allo SLV interessa anche la compatibilità geometrica delle unioni fra elementi strutturali e/o non strutturali (coppelle di copertura, pannelli prefabbricati ecc.).

Allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita, lo spostamento della struttura d_E è valutato come segue (§ 7.3.3 e § 7.3.3.3):

$$d_E = \pm \mu_d \times d_{Ee}$$

essendo:

d_{Ee} spostamento ottenuto dall'analisi lineare (statica o dinamica) della struttura;

$\mu_d = q$ se T_1 è minore o uguale a T_c ;

$\mu_d = 1 + (q-1) \times (T_c/T_1)$ se T_1 è minore o uguale a T_c ;

In ogni caso μ_d deve essere non maggiore di $5q - 4$.

Nel caso di edifici monopiano con travi incernierate, è interessante valutare quanto possa valere lo spostamento orizzontale in corrispondenza del primo snervamento, e quindi quanto possa valere lo spostamento allo stato limite di salvaguardia della vita, coerentemente con un dato fattore di struttura q .

Andando a determinare la componente elastica dello spostamento, associata al raggiungimento dello snervamento alla base del pilastro, si ottiene lo

Figura 8.

Schemi statici
a doppio incastro
e a mensola.



spostamento corrispondente al primo snervamento integrando due volte la curvatura dell'elemento (variabile linearmente da 0 a ϕ_y tra la sommità e la base del pilastro):

$$\Delta_y = \phi_y \cdot (H / 2) \cdot (2H / 3) = \phi_y \cdot H^2 / 3$$

Considerando la relazione proposta da Priestley per sezioni rettangolari tra f_y , D e ϵ_y , l'equazione precedente diventa:

$$\Delta_y = 2,1 \cdot (\epsilon_y / D) \cdot (H^2 / 3)$$

dove D è pari alla dimensione della sezione del pilastro nella direzione in esame, ϵ_y è la deformazione a snervamento dell'armatura ed H è l'altezza del pilastro. Il drift elastico, definito come rapporto tra spostamento e altezza di piano, è dato quindi da:

$$\text{drift}_{el} = 2,1 \cdot (\epsilon_y / D) \cdot (H / 3)$$

Nell'ipotesi che θ sia maggiore di 0,1, D sarebbe quantomeno pari a $1/10$ di H , da cui si ottiene:

$$\text{drift}_{el} = 2,1 \cdot (\epsilon_y / 0,1 H) \cdot (H / 3) = 7 \epsilon_y = 1,4\%$$

Ipotizzando che valga il criterio di uguaglianza degli spostamenti e considerando un fattore di struttura pari a 4, il drift totale risulterebbe:

$$\text{drift} = q \cdot \text{drift}_{el} = 5,6\%$$

Tale valore, piuttosto elevato, deve essere tenuto in debita considerazione nella progettazione. In alternativa, appare più opportuno progettare con valori del fattore di struttura più contenuti.

Per quanto riguarda lo stato limite di danno, si dovrà verificare che gli spostamenti strutturali non producano danni tali da danneggiare gli elementi non strutturali, come ad esempio tamponamenti esterni e interni.

I limiti dello spostamento orizzontale di interpiano d_r sono definiti come segue:

$$d_r < 0,005 h$$

Per tamponamenti collegati rigidamente alla struttura che interferiscono con la deformabilità della stessa:

$$d_r < d_{rp} < 0,01 h$$

Per tamponamenti progettati in modo tale da non subire danni in seguito a spostamenti di interpiano d_{rp} ,

associati alla deformabilità intrinseca dei pannelli, o alla deformazione dei collegamenti tra pannelli e struttura.

Per quanto riguarda le verifiche allo stato limite di danno, si osserva che generalmente in zone ad elevata sismicità la progettazione è governata da quest'ultime, piuttosto che dalla resistenza degli elementi strutturali. Viceversa, in zone a bassa sismicità le verifiche allo SLD generalmente non governano la progettazione, mentre diventa maggiormente rilevante il fattore θ precedentemente discusso.

In ogni caso, la scelta del fattore di struttura da adottare per la progettazione deve tenere in debito conto sia la verifiche di resistenza, sia le verifiche allo SLV, sia i problemi legati alla snellezza dei pilastri.

In generale non è opportuno utilizzare valori eccessivamente elevati del fattore di struttura per strutture con pilastri incernierati, ed è consigliabile progettare considerando una classe di duttilità CD "B". Per costruzioni in zona sismica le Norme Tecniche prevedono il collegamento delle fondazioni, in modo da tenere conto di eventuali spostamenti relativi del terreno di fondazione sul piano orizzontale. Il paragrafo 7.2.5.1 afferma che travi o piastre di piano possono essere assimilate a elementi di collegamento se realizzate ad una distanza minore o uguale a l metro dall'intradosso degli elementi di fondazione superficiali o dalla testa dei pali. Tale indicazione trova anche riscontro all'interno della UNI EN 1998-1:2005 (Eurocodice 8 - parte 1) al punto 4.2.1.6.

In altre parole, per evitare il manifestarsi di sollecitazioni aggiuntive causate da possibili spostamenti relativi della fondazione, e quindi la concentrazione di elevate azioni di taglio al piede degli elementi verticali in prossimità della stessa, sarà necessario assicurare che attraverso efficaci collegamenti si raggiunga una rigidità tale da poterne trascurare la deformabilità.

Da questo punto di vista, si può osservare come il collegamento fra i plinti possa avvenire in corrispondenza dell'estremità superiore del pozzetto in modo che, a solidarizzazione avvenuta tra pilastro prefabbricato e sottostruttura, si venga a creare un blocco monolitico che connette le travi e la singola soala di ciascun plinto.

Essendo tale blocco dotato di elevata rigidità, si può certamente considerare ottemperata la prescrizione contenuta all'interno delle normative al fine di limitare eventuali effetti aggiuntivi dovuti a spostamenti relativi (quali, ad esempio, picchi di sollecitazione a taglio), anche venendo meno l'indicazione riguardante la distanza massima tra l'intradosso della fondazione e la quota di formazione dei collegamenti strutturali. #