

# Il predimensionamento dei solai

TECNOLOGIA

La presente nota si occupa dell'analisi di questioni progettuali riguardanti i solai, la cui importanza è spesso sottovalutata, se non disattesa, ma che in realtà costituiscono i motivi conduttori, sia per razionali impostazioni progettuali che per la prevenzione di possibili anomalie comportamentali

**Premessa**  
Con "predimensionamento dei solai" si intende la corretta determinazione preventiva dell'altezza del solaio, da effettuare quasi necessariamente alla luce di criteri sintetici e semiempirici, ma in genere sufficienti a costituire premessa per stabili previsioni progettuali.  
In quanto struttura a pieno titolo, il solaio in laterizio armato deve corrispondere al requisito fondamentale di sicurezza che contrassegna l'area strutturale (figura 1) nei cui subrequisiti operativi di *rigidezza* e *durata*, intesi rispettivamente come capacità di contenimento della deformazione sotto carico e quale resistenza al degrado ed alla perdita di funzionalità, secondo la filosofia tipica degli stati limite, peculiarmente si rispecchia la sostanza delle questioni in esame.

Nell'individuazione dei centri operativi di predeterminazione dell'altezza di un solaio si può stabilire una fondamentale distinzione fra:

**- CRITERI INTRINSECI**

Derivano più o meno direttamente dalla logica delle normative e riguardano il solaio nel proprio specifico comportamento deformativo.

**- CRITERI ESTRINSECI**

Hanno per oggetto comportamenti strutturali d'insieme in quanto mirano a predeterminare o pilotare il grado di connessione elastica fra solaio e strutture verticali.

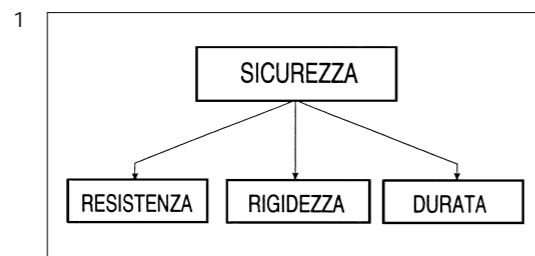
Per quanto concerne i primi persiste nella normativa italiana (DM.16.01.96) un criterio di controllo indiretto della deformabilità dei solai tradotto dalle prescrizioni relative alla snellezza:

$$\frac{l}{h} \leq 25 \quad \text{solai con travetti ad armatura ordinaria}$$

$$\frac{l}{h} \leq 30 \quad \text{solai con travetti ad armatura pretesa}$$

le quali appaiono tuttavia prive di riferimenti a situazioni di esercizio, dati di carico e condizioni vincolari per cui la loro permanenza di validità può sussistere in campi molto circoscritti.

Regole più esaustive sono presenti nell'Eurocodice 2 (4.4.3) dove la verifica



dello *stato limite di deformazione* è correlata a precisi fattori esigenziali che si possono così inquadrare:

**[A] - Funzionalità in esercizio**

La deformazione del solaio deve risultare compatibile con l'esigenza di precludere:

- vibrazioni eccessive con effetti di risonanza;
- aspetto visuale di struttura eccessivamente deformata.

Allarme e disagio nell'utenza e pregiudizio estetico costituiscono le conseguenze pratiche dell'insolvenza esigenziale.

**[B] - Durabilità in esercizio**

È intesa la durabilità degli elementi costruttivi, di finitura ed impiantistici, connessi o in contatto con il solaio, i quali possono riportare danni a causa di un'eccessiva deformabilità del medesimo.

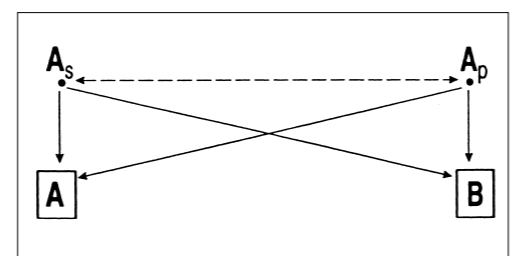
In ordine di importanza il problema riguarda:

- i tavolati o pareti divisorie realizzati con sistemi tradizionali in muratura, nei quali può manifestarsi un quadro fessurativo, variabile per entità e morfologia, ma tale da costituire causa di pregiudizio estetico, disturbo psicologico e nei casi di particolare gravità, indizio di instabilità della parete;
- i pavimenti, in materiale non resistente, che possono essere soggetti a rigonfiamento per compressione, nelle zone di momento positivo, ed a fessurazioni da trazione nelle zone di momento negativo.

Alla categorizzazione dianzi analizzata può quindi farsi corrispondere un'ulteriore dualità di condizioni di esercizio:

- solai non soggetti a carico di tavolati **[A]**
  - solai soggetti a carico di tavolati **[B]**
- con implicazioni che si traducono in un differenziale di "domanda" sul piano progettuale dell'altezza del solaio.

Tenuto conto della preliminare distinzione fra solai ad armatura ordinaria  $A_s$  e pretesa  $A_p$ , si perviene allo schema relazionale complessivo di figura 2, che esige dapprima una comparazione fra il comportamen-



1. Requisiti fondamentali di un solaio.
2. Schema relazionale complessivo fra solai ad armatura ordinaria  $A_s$  e pretesa  $A_p$ .
3. Legame  $M-\delta$  (momento deformazione) in solai ad armatura ordinaria  $A_s$  e pretesa  $A_p$ .
4. Schema vincolare di un solaio.

to flesso-deformativo di un solaio tipo  $A_s$  e tipo  $A_p$ , entrambi soggetti all'evoluzione riduttiva della rigidezza flessionale come risulta dalla rappresentazione schematica del legame  $M-\delta$  (momento-deformazione) che evidenzia (figura 3) come un solaio ad armatura ordinaria, a parità di momento di esercizio  $M_{sd}$ , possa versare in condizioni di fessurazioni al "limite" di esercizio anche sotto tensioni dell'armatura formalmente ammissibili.

In ciò è insita l'ineluttabilità, congenita in conglomerati non sottoposti a preventiva coazione, del superamento precoce del momento di fessurazione:

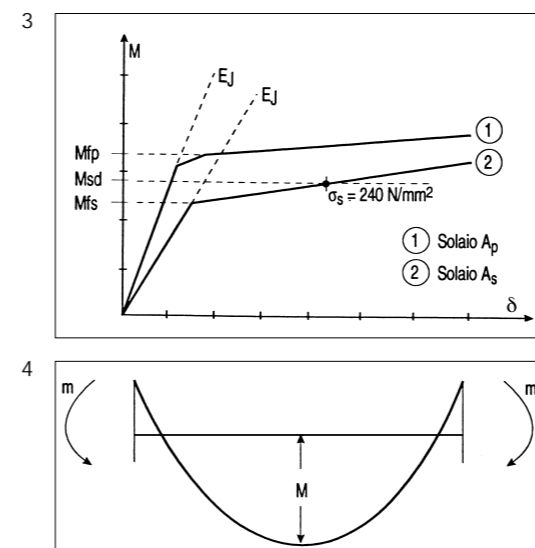
$$M_{fs} = f_{ctk-0,05} \cdot W_t$$

prioritariamente sensibile ad una variazione incrementale del modulo di resistenza a trazione  $W_t$  e quindi dell'inerzia, piuttosto che ad un incremento della resistenza a trazione del conglomerato.

Tralasciando per brevità considerazioni non irrilevanti sull'inopportunità di "spingere" immediatamente, ossia senza una verifica a fessurazione, la tensione dell'armatura verso il limite superiore dei 260 N/mm<sup>2</sup>, si rileva, con riferimento al diagramma di fig. 3, come il comportamento deformativo dei solai ad armatura pretesa sia nettamente migliore. Ciò è logico in quanto rappresenta la ragion d'essere della precompressione, ma è anche suscettibile di considerazioni quantitative, la prima delle quali concerne il valore risultante, per il momento di fessurazione, dall'espressione:

$$M_{fp} = (\sigma_{pk} + f_{ctk-0,05}) W_t$$

nella quale la resistenza intrinseca a trazione del conglomerato, di per sé maggiore



per ragioni qualitative, fruisce dall'apporto incrementale dovuto alla tensione di precompressione indotta  $\sigma_{pk}$ . Da ciò deriva una netta preminenza di  $M_{fp}$  rispetto ad  $M_{fs}$ , significativa di un superiore comportamento deformativo dei solai del tipo  $A_p$  nei confronti di quelli di tipo  $A_s$ . Tale preminenza comportamentale permane anche se subentra, secondo l'orientamento comune all'EC2 ed alle norme nazionali, lo *stato limite di decompressione* in relazione alle condizioni di esposizione ambientale.  
La risorsa resistiva a trazione in esercizio del solaio ad armatura pretesa, viene in questo caso identificata nel momento di decompressione:

$$M_D = \sigma_{pk} \cdot W_t < M_{fp}$$

tuttavia risulta pur sempre:

$$M_D > M_{fs}$$

in quanto generalmente si ha:

$$\sigma_{pk} > f_{ctk-0,05}$$

Un approccio operativo al progetto dell'altezza

In base alla precedente analisi di situazioni di esercizio e caratteristiche comportamentali ascrivibili alle fondamentali tipologie di solaio, si può delineare un quadro operativo in termini di approccio progettuale alla diretta determinazione dell'altezza totale  $h$ .

Poiché la prestazione strutturale sotto l'aspetto deformativo, secondo la prassi dello stato limite di deformazione, viene espressa da relazioni del tipo:

$$\delta_{sd} \leq \delta_{rd}$$

fra deformazione effettiva (sollecitante) e deformazione ammissibile (resistente), risolvendo il problema duale del risalire alla rigidezza di sezione necessaria per la validità della relazione, è possibile, con ulteriori deduzioni sufficientemente approssimate, la definizione dell'altezza del solaio  $h$ .

Hanno ovviamente peso nell'analisi, oltre ai contenuti dell'EC2, molteplici e consolidati orientamenti relativi alle deformazioni elastiche istantanee, appartenenti ad un patrimonio di comprovata prassi progettuale dei solai latero-cementizi.

All'atto pratico il procedimento si instaura, esprimendo la condizione vincolare del solaio, mediante espressioni del momento di campata:

$$M = (\sum G_{kj} + \sum Q_{k,i}) \frac{l^2}{\alpha}$$

con i seguenti valori del coefficiente  $\alpha$ :

$\alpha=8$  per la condizione di semplice appoggio ( $m=0$ )

$\alpha=10$  con campo di validità  $-\frac{1}{40} \leq |m| \leq \frac{1}{18}$

$\alpha=12$  con campo di validità  $-\frac{1}{24} \leq |m| \leq \frac{1}{12}$

Per i solai esenti da carico di tavolati, le cui esigenze prestazionali sono del tipo A, l'altezza teorica  $h$ , da approssimare praticamente (anche leggermente in difetto) a quella che risulta di produzione corrente, è data dalla relazione:

$$h = \gamma \cdot l$$

essendo  $l$  la luce di calcolo (in cm) e  $\gamma$  il

Tabella A - Valori del coefficiente  $\gamma$  in funzione del tipo di solaio, dei carichi e delle condizioni vincolari per solai esenti da carico di tavolati.

Carichi $\sum G_{kj} + \sum Q_{k,i}$ kN/m <sup>2</sup>	Solai ad armatura ordinaria			Solai ad armatura pretesa		
	$\alpha$			$\alpha$		
	8	10	12	8	10	12
	$\gamma$			$\gamma$		
3,5	0,0400	0,0400	0,0400	0,0376	0,0343	0,0330
4,0	0,0418	0,0400	0,0400	0,0393	0,0359	0,0332
4,5	0,0435	0,0400	0,0400	0,0409	0,0373	0,0345
5,0	0,0450	0,0410	0,0400	0,0424	0,0387	0,0357
6,0	0,0480	0,0437	0,0404	0,0450	0,0411	0,0380
7,0	0,0504	0,0460	0,0425	0,0474	0,0433	0,0400
8,0	0,0527	0,0481	0,0444	0,0496	0,0452	0,0418
10,0	0,0567	0,0518	0,0480	0,0534	0,0487	0,0450
12,0	-	-	-	0,0567	0,0518	0,0479
15,0	-	-	-	0,0611	0,0558	0,0516

coefficiente numerico desumibile dalla tabella A, dove:

- nell'aliquota di carico  $\Sigma G_{k,j}$  sono incluse tutte le azioni permanenti ad eccezione del peso proprio incognito del solaio, così come nell'aliquota  $\Sigma Q_{k,i}$  sono comprese tutte le azioni variabili;

- i coefficienti  $\alpha = 8,10$  esprimono le condizioni vincolari di semplice appoggio e parziale incastro per solai monocampana, mentre con  $\alpha = 12$ , oltre che il convenzionale semincastro, può essere rappresentata anche la continuità fra più campate.

1° esempio:

luce 6,50 m. Sovraccarico totale 6,00 kN/m<sup>2</sup> - vincolo: continuità.

Solaio ad armatura ordinaria:

$$h = \gamma \cdot l = 0,0404 \times 650 = 26 \text{ cm } (h = 22+4)$$

2° esempio:

luce 8,15 m. Sovraccarico totale 8,00 kN/m<sup>2</sup> - vincolo: continuità.

Solaio ad armatura pretesa:

$$h = \gamma \cdot l = 0,0418 \times 815 = 34,007 \text{ cm } (h = 30+4)$$

Procedimento analogo vale per i solai le cui esigenze prestazionali siano del tipo B, ossia correlate prioritariamente alla preservazione dell'integrità dei tramezzi e di ogni altro elemento di finitura connesso o in contatto con il solaio.

Il campo applicativo è quello dell'edilizia civile per cui i valori delle azioni permanenti e variabili sono standardizzabili, mentre, in accordo con EC2, risulta concettualmente opportuno assegnare campi di variabilità delle luci, correlati ad una variazione restrittiva del rapporto freccia istantanea/luce.

La relazione operativa è ancora del tipo:

$$h = \gamma \cdot l$$

essendo  $l$  la luce di calcolo (in cm) e  $\gamma$  il coefficiente numerico desumibile dalla tabella B.

Per valori di  $\alpha$  diversi da quelli assunti,

ossia per  $\alpha_i \neq \alpha$ , il valore del coefficiente  $\gamma_i$  relativo ad  $\alpha_i$  risulta  $\gamma_i = \gamma \sqrt{\alpha/\alpha_i}$  essendo  $\alpha$  il coefficiente tabellare immediatamente inferiore ad  $\alpha_i$  e  $<12$ .

1° esempio:

luce 5,80 m, vincolo: parziale incastro.

Solaio ad armatura ordinaria:

$$h = \gamma \cdot l = 0,0428 \times 580 = 24,82 \text{ cm } (h = 22+3)$$

per  $\alpha_i = 9$  si avrebbe

$$\gamma = 0,0469 \sqrt{8:9} = 0,0442$$

e quindi

$$h = 0,0442 \times 580 = 25,63 \text{ cm } (h = 22+4)$$

2° esempio:

luce 8,00 m, vincolo: continuità.

Solaio ad armatura pretesa:

$$h = \gamma \cdot l = 0,0437 \times 800 = 34,96 \text{ cm } (h = 30+5)$$

nel caso di semplice appoggio si avrebbe:

$$h = \gamma \cdot l = 0,0519 \times 800 = 41,52 \text{ cm } (h = 36+5);$$

qualora si volesse assumere  $\alpha_i = 11$  si avrebbe:

$$\gamma = 0,0473 \sqrt{10:11} = 0,0450$$

e quindi

$$h = 0,0450 \times 800 = 36 \text{ cm } (h = 31+5);$$

nel caso in cui si assumesse, per quanto sconsigliabile in pratica,  $\alpha_i > \alpha > 12$  per il calcolo del coefficiente  $\gamma_i$  relativo ad  $\alpha_i$  bisognerebbe porre:

$$\gamma_i = \frac{\gamma}{\sqrt{\alpha_i \cdot 12}}$$

3° esempio:

assumendo per il solaio di cui all'esempio precedente  $\alpha_i = 13$  si ha

$$\gamma = \frac{0,0437}{\sqrt{13:12}} = 0,042$$

per cui

$$h = 0,042 \times 800 = 33,60 \text{ cm.}$$

In ogni caso, per rispettare le limitazioni di normativa, non deve mai risultare:

$$\gamma < 0,040 = \frac{1}{25} \text{ per solai ad armatura ordinaria}$$

$$\gamma < 0,0333 = \frac{1}{30} \text{ per solai ad armatura pretesa.}$$

Tabella B - Valori del coefficiente  $\gamma$  in funzione del tipo di solaio, della luce e delle condizioni vincolari per solai soggetti a carico di tavolati.

Campi di variazione della luce $l = m$	Solai ad armatura ordinaria			Solai ad armatura pretesa		
	$\alpha$			$\alpha$		
	8	10	12	8	10	12
$0 < l \leq 4,5$	0,0418	0,0400	0,0400	0,0393	0,0357	0,0330
$4,5 < l \leq 6,0$	0,0469	0,0428	0,0400	0,0441	0,0402	0,0372
$6,0 < l \leq 7,0$	0,0516	0,0460	0,0426	0,0475	0,0433	0,0400
$7,0 < l \leq 8,0$	-	-	-	0,0519	0,0473	0,0437
$8,0 < l \leq 10,0$	-	-	-	0,0565	0,0515	0,0476

La rigidezza del solaio e l'interazione elastica con le strutture portanti verticali

Le considerazioni fin qui svolte hanno avuto per oggetto il progetto a deformazione dei solai da un punto di vista di funzionalità strutturale intrinseca.

In realtà, per i legami diffusamente iperstatici che si instaurano con le strutture portanti verticali, può essere utile, almeno in termini di propedeutica progettuale, analizzare alcune problematiche relative alla connessione elastica fra solaio e strutture verticali portanti. Operativamente ci si colloca nell'ambito del metodo delle deformazioni che notoriamente prevede la ripartizione di un momento, agente in un nodo di convergenza di più aste, in parti proporzionali alla rigidezza alla rotazione delle loro estremità.

Per la suindicata semplice configurazione la ripartizione del momento d'incastro perfetto  $\mu$  risulta:

$$m_1 = \frac{W_1}{W_1+W_2+W} \mu \quad (1)$$

$$m_2 = \frac{W_2}{W_1+W_2+W} \mu \quad (2)$$

$$m = m_1+m_2 = \frac{W_1+W_2}{W_1+W_2+W} \mu \quad (3)$$

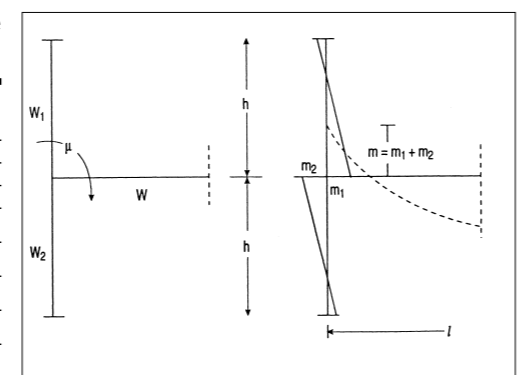
Sulla base delle tre precedenti relazioni è possibile esaminare le seguenti situazioni, tutte caratterizzate da determinati condizionamenti imposti all'incastro elastico:

a) progetto dell'inerzia del solaio in funzione di un'assegnata resistenza pressoflessionale dei ritzi;

b) progetto dell'inerzia del solaio in funzione di un determinato momento d'incastro  $m$ ;

c) progetto dell'inerzia dei ritzi in funzione di un assegnato momento d'incastro e di una predeterminata rigidezza del solaio.

Nell'ottica progettuale dell'inerzia e quindi dell'altezza del solaio, assume preminenza il punto a), che può essere sviluppato distinguendo i due casi di struttura portante in c.a. o in muratura.



Strutture portanti in c.a.

I piedritti predimensionati a sforzo normale centrato fanno in realtà parte di un "telaio ideale trasversale" e ricevono le sollecitazioni flettenti dall'architrave costituito dalla striscia di solaio di larghezza  $i$ .

Se si condiziona la resistenza pressoflessionale dei pilastri a determinati valori della eccentricità, si hanno i momenti limite:

$$m_1 = N_1 \cdot e_1; \quad m_2 = N_2 \cdot e_2$$

dove  $N_1, N_2$  sono i carichi assiali sui pilastri.

Quindi dalla (3) si può ricavare:

$$W = \frac{[\mu - (m_1+m_2)] (W_1+W_2)}{(m_1+m_2)}$$

Per piedritti di sezione uguale si ha la semplificazione (posti  $m_1 = m_2 = m'$ ;  $W_1 = W_2 = W'$ ):

$$W = \frac{W' (\mu + 2 m')}{m'}$$

A parità di  $E$  e con incastro bilaterale per ogni asta, la rigidezza della medesima può essere espressa da  $J/h$  ( $h$  la lunghezza generica) per cui:

$$J = W \cdot l$$

Determinato il momento d'inerzia del solaio, la sua altezza può essere ricavata con sufficiente approssimazione ponendo

$$h = \left( \frac{12 J}{65} \right)^{1/3}$$

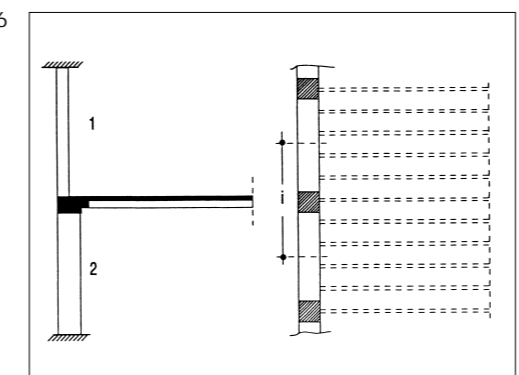
Esempio

- sovraccarico totale sul solaio  $p = 6,5 \text{ kN/m}^2$
- luce solaio  $l = 6,5 \text{ m}$
- altezza pilastri  $h = 3,0 \text{ m}$
- interasse pilastri  $i = 4,0 \text{ m}$
- momento d'incastro perfetto solaio

$$\mu = \frac{p l^2 i}{12} = \frac{6,5 \times 6,5^2 \times 4}{12} = 91,54 \text{ kNm}$$

Pilastro superiore (30x25 cm)

$$- W_1 = 47$$



-  $N_1 = 170 \text{ kN}$

-  $e_1 = 0,055 \text{ m}$  (centro di pressione interno al nocciolo d'inerzia)

-  $N_2 = 250 \text{ kN}$

-  $m_1 = 9,35 \text{ kNm}$

Pilastro inferiore (40x25 cm)

-  $W_2 = 111$

-  $N_2 = 250 \text{ kN}$

-  $e_2 = 0,0695 \text{ m}$  (centro di pressione interno al nocciolo d'inerzia)

-  $m_2 = 17,37 \text{ kNm}$

si ha:

$$W = \frac{[\mu - (m_1+m_2)] (W_1+W_2)}{(m_1+m_2)}$$

$$= \frac{[91,54 - (9,35+17,37)] (47+111)}{(9,35+17,37)} = 383,28$$

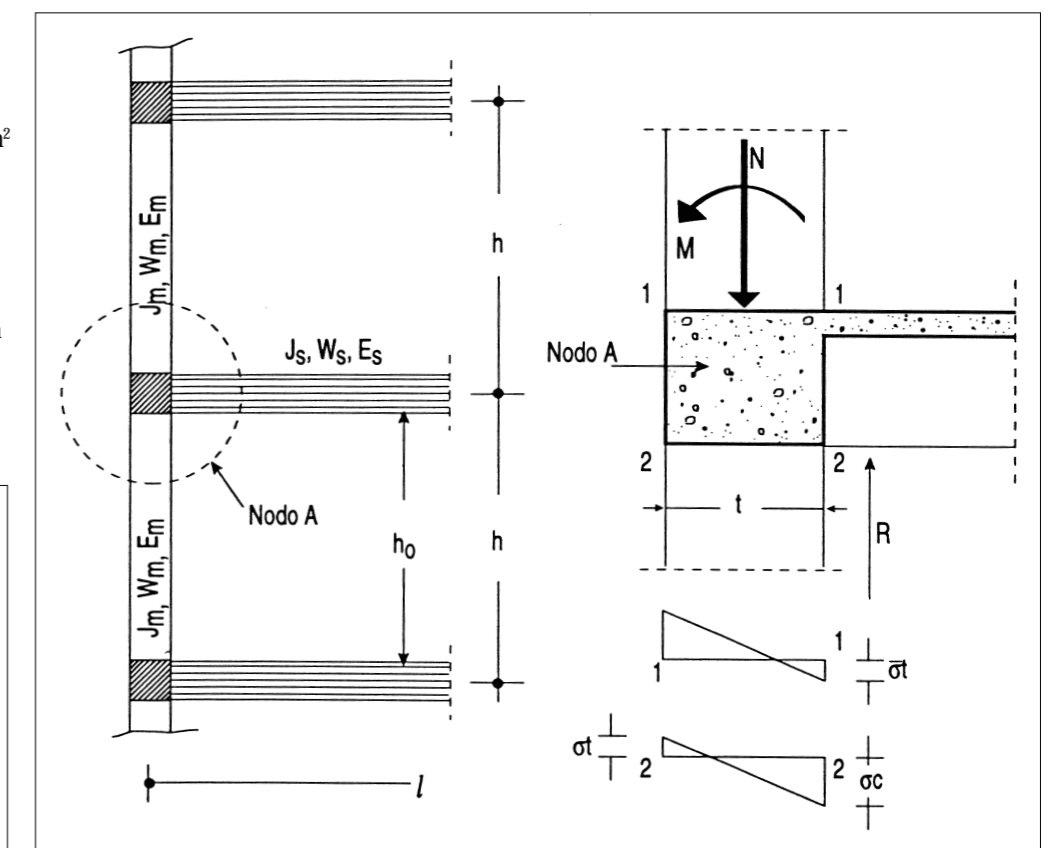
per cui il momento d'inerzia del solaio risulta

$$J = W \cdot l = 383,28 \times 650 = 249.132 \text{ cm}^4$$

da cui l'altezza

$$h = \left( \frac{12 J}{65} \right)^{1/3} = \left( \frac{12 \times 249.132}{65} \right)^{1/3} = 35,83 \text{ cm}$$

Come si rileva la decisione progettuale



di mantenere, per i pilastri, il centro di pressione all'interno dei pilastri stessi richiede per il solaio un'altezza ben maggiore di quella relativa alle esigenze puramente elastiche del medesimo.

Ammettendo invece la parzializzazione delle sezioni con, ad esempio, le seguenti eccentricità:

$$e_1 = 0,10 \text{ m}$$

$$e_2 = 0,15 \text{ m}$$

per cui

$$m_1 = N_1 \cdot e_1 = 170 \times 0,10 = 17 \text{ kNm}$$

$$m_2 = N_2 \cdot e_2 = 250 \times 0,15 = 37,5 \text{ kNm}$$

si ottiene:

$$W = \frac{[\mu - (m_1+m_2)] (W_1+W_2)}{(m_1+m_2)}$$

$$= \frac{[91,54 - (17+37,5)] (47+111)}{(17+37,5)} = 107,4$$

con che

$$J = W \cdot l = 107,4 \times 650 = 69810 \text{ cm}^4$$

ed

$$h = \left( \frac{12 J}{65} \right)^{1/3} = \left( \frac{12 \times 69.810}{65} \right)^{1/3} = 23,45 \text{ cm}$$

N.B. I valori delle rigidezze utilizzati sono semplicemente dei numeri proporzionali all'effettiva entità delle medesime.

### Strutture portanti in muratura

Considerazioni analoghe possono essere effettuate nello studio della connessione elastica solaio-strutture verticali in muratura. Ciò significa accettare lo "schema della continuità" pur ammesso dalla normativa (D.M. 20.11.87) a condizione che si tenga correttamente conto delle caratteristiche tecniche strutturali del nodo muro-solaio e della parzializzazione delle sezioni. D'altra parte lo "schema dell'articolazione" comporta l'annullamento dei momenti d'incastro dei solai che sono quindi da ritenersi in libero appoggio.

Comunque lo schema dell'articolazione è assai poco consono alla realtà strutturale, per cui ci si può prefiggere lo scopo di determinare una rigidezza  $W$  del solaio, da cui risalire all'altezza del medesimo, senza che la sezione del muro subisca una parzializzazione accentuata. Tutto ciò ovviamente in termini di valutazione preliminare.

Operativamente assumendo:

$$\bar{W} = \frac{bt^2}{6} \quad \text{modulo di resistenza flessionale relativo al tratto di muro reagente di lunghezza } b$$

$$W_m = \frac{E_m J_m}{h} \quad \text{rigidezza alla rotazione del piedritto murario}$$

$$W_s = \frac{\alpha E_s J_s}{l} \quad \text{rigidezza alla rotazione della campata di solaio (\alpha = 0,5 per solai monocampata; \alpha = 1 per continuità)}$$

$$A = b \cdot t \quad \text{sezione del piedritto murario}$$

$$\bar{\sigma}_t = 0,25 \text{ N/mm}^2 \quad \text{tensione di trazione per la quale l'apertura dei giunti è inferiore alle fessure da ritiro (A.C.I.)}$$

$$e_a = \frac{h_0}{200} \quad \text{eccentricità accidentale}$$

$$N \quad \text{carico assiale a livello di estradosso}$$

si determinano

$$\mu^* = 0,8 \mu \quad \text{momento d'incastro perfetto ridotto}$$

$$M = \frac{W(A\bar{\sigma}_t + N)}{A} - N \cdot e_a \quad \text{momento limite attribuibile alla muratura}$$

con che risulta:

$$W_s = \frac{W_m (\mu^* - 2M)}{M}$$

Dalla rigidezza così determinata si risale al

momento d'inerzia del solaio:

$$J_s = \frac{W_s \cdot l}{\alpha \cdot E_s}$$

e quindi della sua altezza:

$$h = \left( \frac{12 J_s}{65} \right)^{1/3}$$

Tenendo conto della reazione  $R$  del solaio si possono determinare le tensioni nella sezione orizzontale inferiore:

$$\sigma_m = - \frac{N+R}{A} \pm \frac{M+(N+R) e_a}{\bar{W}_m}$$

*Esempio*

$$\bar{W} = \frac{bt^3}{6} = \frac{300 \times 30^3}{6} = 45.000 \text{ cm}^3$$

$$J_m = \frac{bt^3}{12} = \frac{300 \times 30^3}{12} = 6,75 \times 10^5 \text{ cm}^4$$

$$E_m = 100.000 \text{ daN/cm}^2 \text{ (malta } M_2)$$

$$A = b \cdot t = 300 \times 30 = 9 \times 10^3 \text{ cm}^2$$

$$h_0 = 270 \text{ cm}$$

$$e_a = \frac{270}{200} = 1,35 \text{ cm}$$

$$p = 650 \text{ daN/m}^2$$

$$N = 32.000 \text{ daN}$$

$$l = 6,5 \text{ m}$$

$$\mu^* = 0,8 \frac{pl^2}{12} b = 0,8 \frac{650 \times 6,5^2}{12} \times 3,00 = 5492 \text{ daNm}$$

$$M = \frac{\bar{W}(A\bar{\sigma}_t + N)}{A} - N \cdot e_a = \frac{45 \times 10^3 (9 \times 10^3 \times 0,25 + 32.000)}{9 \times 10^3} - 32.000 \times 1,35 = 229.300 \text{ daNcm}$$

$$W_m = \frac{E_m J_m}{h} = \frac{1 \times 10^5 \times 6,75 \times 10^5}{3 \times 10^2} = 2,25 \times 10^8$$

$$W_s = \frac{W_m (\mu^* - 2M)}{M} = 2,25 \times 10^8 \frac{5492 - 2 \times 2293}{2293} = 0,89 \times 10^8$$

Con  $\alpha = 1$  per solaio in continuità il momento d'inerzia risulta:

$$J_s = \frac{W_s \cdot l}{\alpha E_s b} = \frac{0,89 \times 10^8 \times 6,5 \times 10^2}{1 \times 2 \times 10^5 \times 3,00} = 96.417 \text{ cm}^4$$

con l'altezza corrispondente:

$$h = \left( \frac{12 J_s}{65} \right)^{1/3} = \left( \frac{12 \times 96.417}{65} \right)^{1/3} = 26,11 \text{ cm}$$

Per solaio monocampata con  $\alpha = 0,5$  si avrebbe:

$$J_s = \frac{0,89 \times 10^8 \times 6,5 \times 10^2}{0,5 \times 2 \times 10^5 \times 3,00} = 192.833 \text{ cm}^4$$

$$h = \left( \frac{12 \times 192.833}{65} \right)^{1/3} = 32,89 \text{ cm}$$

La verifica della tensione di trazione nella sezione orizzontale 1-1 fornisce:

$$\sigma_t = - \frac{N}{A} + \frac{M+N \cdot e_a}{\bar{W}} = - \frac{32.000}{9.000} + \frac{229.300 + 32.000 \times 1,35}{45.000} = + 2,5 \text{ daN/cm}^2$$

mentre con  $R = 2100$  daN (reazione d'appoggio del solaio) si hanno le tensioni nella sezione orizzontale 2-2:

$$\sigma_c = - \frac{N+R}{A} - \frac{M+(N+R) e_a}{\bar{W}} = - \frac{32.000+2100}{9.000} - \frac{229.300+(32.000+2.100) \times 1,35}{45.000} = - 9,91 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_t = - \frac{N+R}{A} + \frac{M+(N+R) e_a}{\bar{W}} = - \frac{32.000+2100}{9.000} + \frac{229.300+(32.000+2.100) \times 1,35}{45.000} = + 2,33 \text{ daN/cm}^2$$