

**ANIDIS - SSN: Commentario al D.M. 16.1.1996
e alla Circ. n.65/AA.GG. del 10.4.1997 del Ministero LL.PP.**

**Cap. 10 - EDIFICI CON STRUTTURE A PANNELLI PORTANTI
(par. C.7)
(Edmondo Vitiello)**

SOMMARIO

- 10.1. Generalità 10.3
- 10.2. Esame ragionato delle prescrizioni di norma, commenti e miglioramenti possibili 10.5
 - 10.2.1. Costruzioni prefabbricate 10.12
 - 10.2.2. Edifici a setti gettati in opera 10.21
- 10.3. Bibliografia 10.30

(Nota del traduttore informatico.

In una prima stesura, i paragrafi erano numerati diversamente, secondo il seguente indice:

- 10.1. Generalità e ambito di applicazione
- 10.2. Prescrizione delle norme sismiche
 - 10.2.1. Idoneità. Punto C.7.0
 - 10.2.2. Insieme scatolare Punto C.7.1
 - 10.2.3. Azioni orizzontali. Punto C.7.2
 - 10.2.4. Azioni verticali e combinazioni di carico
- 10.3. Norme per le costruzioni prefabbricate: disposizioni interessanti per le zone sismiche
 - 10.3.1. Concezione d'insieme
 - 10.3.2. Armature minime dei solai
 - 10.3.3. Armature minime dei pannelli
 - 10.3.4. Armature di continuità verticali
 - 10.3.5. Eccentricità di verifica
 - 10.3.6. Snellezza dei pannelli
 - 10.3.7. Verifiche a compressione dei pannelli
 - 10.3.8. Verifica all'integrità dei pannelli
 - 10.3.9. Comportamento sismico e verifica dei giunti orizzontali
 - 10.3.10. Comportamento sismico dei giunti verticali
- 10.4. Norme per edifici a setti gettati in opera: disposizioni interessanti per le zone sismiche
 - 10.4.1. Armatura minima e sforzi massimi di compressione nei setti
 - 10.4.2. Spessori minimi dei setti
 - 10.4.3. Snellezza delle pareti
 - 10.4.4. Resistenza a compressione dei setti. Caso di piccole eccentricità
 - 10.4.5. Resistenza a compressione dei setti. Caso di eccentricità significativa
 - 10.4.6. Resistenza a trazione e taglio dei setti
 - 10.4.7. Dettagli di armatura per i setti
 - 10.4.8. Setti parzialmente armati
- 10.5 Bibliografia

In una revisione successiva, l'indice è stato semplificato, lasciando inalterata la strutturazione dei paragrafi; alcuni di essi non appaiono più numerati, ma sono comunque riportati in evidenza (per esempio, 10.2.1. Idoneità non ha più la numerazione 10.2.1. ma è riportato in evidenza a pag. 5 del presente documento).

Nella stesura definitiva permangono alcuni rimandi ai paragrafi interni del capitolo secondo la numerazione superata. Nel presente documento, tali rimandi sono stati evidenziati in grassetto **blu**: in tal modo, facendo riferimento all'indice della prima stesura - sopra riportato - è possibile comprenderne il significato.)

Cap. 10 - EDIFICI CON STRUTTURE A PANNELLI PORTANTI

(par. C.7)

(Edmondo Vitiello)

10.1. GENERALITA'

In questo capitolo ci occuperemo di fornire qualche commento tecnico alle strutture considerate al punto C.7: "Edifici con strutture a pannelli portanti".

L'ambito di applicazione, stando alla lettera della norma, risulta piuttosto eterogeneo. Per comprenderne la logica (e quindi poi applicare correttamente le prescrizioni tecniche relative) è opportuno fare un piccolo riassunto di come è evoluta la problematica in materia.

All'inizio degli anni '70, quando uscì la prima versione delle Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche, il panorama costruttivo italiano vedeva la maggioranza degli edifici costruiti con struttura a telai di cemento armato (raramente di acciaio). Le norme sismiche misero quindi a fuoco soprattutto queste tecnologie strutturali, per le quali era già esistente anche in Italia un ottimo corpus di norme generali di calcolo.

All'interno delle tipologie a telaio puro, era presente talvolta (soprattutto nelle realizzazioni degli edifici multipiano) un sistema di controventamento a pareti in cemento armato che spesso reggevano anche parte delle travi dei solai o delle scale (e che quindi erano insieme "irrigidenti" e "portanti"). Negli edifici in acciaio funzione simile era affidata a strutture reticolari verticali di controventamento. Non sembrò allora essenziale distinguere questa tipologia strutturale in un sistema costruttivo a parte, ma le si assimilò correntemente alle "strutture intelaiate" del punto C.1.b. L'unica distinzione che appare a questo riguardo nelle norme è quella del punto C.6.1.1 che prescrive un coefficiente di struttura $\beta = 1.2$ "nel caso vi siano telai ed elementi irrigidenti verticali ai quali ultimi approssimativamente si affidi il 100 % delle azioni orizzontali".

Nella versione 1996 del D.M. questa frase appare lievemente così modificata nella parte sottolineata: "e su questi prevalentemente si distribuiscano le azioni orizzontali", ma il senso è circa lo stesso. La spiegazione ingegneristica di questa maggior severità (che ha portato a definire $\beta = 1.2$) sta nella convinzione che gli irrigidimenti verticali sono meno duttili dei telai e che quindi devono essere più resistenti, se è loro compito assicurare praticamente tutta la sicurezza antisismica. Inoltre, la presenza di irrigidimenti dà luogo a minori spostamenti relativi dei piani ciò che (nei casi più comuni) vuole dire minore smorzamento durante la dinamica strutturale in fase elastica, per effetto di minori micro-danneggiamenti negli elementi non strutturali.

Si osservi ora che questi effetti vengono aumentati man mano che cresce l'estensione delle pareti rispetto quella dei telai, fino a quando si raggiungono strutture di tipo "scatolare". Sistemi costruttivi di questo tipo erano già presenti nella pratica costruttiva italiana degli anni '60: le strutture a grandi pannelli prefabbricati. Nel 1969 fu emanata una specifica normativa per il calcolo generale delle strutture prefabbricate a grandi pannelli che esprimeva concetti avanzatissimi quali "comportamento elasto-plastico, prevenzione di collassi a catena, valore ultimo delle capacità portanti degli elementi"... ampiamente utilizzabili nel quadro del moderno riferimento concettuale per la progettazione antisismica.

Sfortunatamente le distinzioni (tra strutture prefabbricate progettate per essere duttili oppure no) che si potevano fare seguendo quella normativa, non furono sfruttate dalle norme sismiche, che invece riunirono tutte le strutture a pannelli portanti in un'unica categoria (diversa da quella con telai e pareti verticali irrigidenti già discussa prima). Infatti, nella norma (sismica D.M.) del 1974 così si definiva questo sistema costruttivo (C.1.c): "strutture a pannelli portanti intendendosi per tale quella realizzata in tutto o in parte con pannelli aventi funzione portante".

Negli anni seguenti la ricerca sugli edifici a pannelli prefabbricati con caratteristiche antisismiche si estendeva e si registravano numerosi esempi di ottimo comportamento di questi edifici sotto sismi violenti.

Ma la normativa non cambiava. D'altra parte si determinò (soprattutto in Europa occidentale) un minor interesse economico per questo tipo di costruzione.

Comparivano invece in Italia altri tipi di sistemi costruttivi che ne presero il posto. Tra quelli più simili, si ricordano gli edifici con pareti e solai in cemento armato pieno gettato in opera con grandi casseri, cioè i metodi di costruzione con " coffrage tunnel ", " murs en beton banchè ", " tables banchées " per usare i nomi francesi (usati anche in Italia).

Nei medesimi anni si sviluppava anche una pratica e una normativa di calcolo generale relativa alle costruzioni in murature semplice o armata. Anche le strutture realizzate con questi sistemi costruttivi hanno in qualche modo una similitudine con gli edifici a pannelli (prefabbricati o gettati in opera): quella appunto di costituire nell'edificio un insieme strutturale di tipo "scatolare".

Nel 1986 comparve allora una nuova versione delle norme sismiche, che al punto C.1.c recitava:

"strutture a pannelli portanti, intendendosi per tale quella realizzata in tutto o in parte con pannelli aventi funzione portante, prefabbricati o costruiti in opera. I pannelli possono essere costituiti da conglomerato cementizio armato o parzialmente armato o da muratura armata ".

Le norme di cui ci occupiamo ora (1996) introducono due importanti paragrafi relativi alla muratura ordinaria e armata. Ambedue queste tipologie vengono ora classificate nella categoria di sistemi costruttivi sub C.1.a mentre il punto C.1.c ne rimane parzialmente sottratto, recitando ora così:

"struttura a pannelli portanti, intendendosi per tale quella realizzata in tutto o in parte con pannelli aventi funzione portante, prefabbricati o costruiti in opera. I pannelli possono essere costituiti da conglomerato cementizio armato o parzialmente armato o prefabbricati in muratura armata ". Ne sono usciti perciò gli edifici in muratura armata costruiti in opera.

Da questo rapido excursus si vede che in questi 20 anni la categoria C.1.c) è stata usata un po' come un "parcheggio" di quelle strutture scatolari abbastanza affidabili per essere incluse nelle zone sismiche ma di cui non si sapeva bene il comportamento, per le quali perciò ci voleva più prudenza.

Quali vi sono rimaste incluse, alla fine ?

- 1) Certamente sono incluse le strutture i cui elementi portanti verticali siano tutti pannelli prefabbricati, di conglomerato cementizio o di muratura armata.
- 2) Sono parimenti incluse le strutture i cui elementi portanti verticali siano tutti pareti in calcestruzzo gettato in opera, sia armato che parzialmente armato.
- 3) Sono incluse poi le strutture (siano esse prefabbricate o gettate in opera) che rientrano nelle prime due categorie solo per una parte delle strutture portanti.

Faccio alcune osservazioni sui precedenti punti (che costituiscono comunque un'interpretazione personale).

3.1) Le strutture a pannelli prefabbricati mi sembra sia opportuno che rientrino tutte in questa categoria di strutture, in quanto hanno comunque problemi di giustificazione di certi dettagli costruttivi, che non troverebbero puntuale riscontro nei metodi di verifica esplicitamente previsti dalla normativa. Essi sono: giunti verticali e orizzontali, pannelli sandwich, pannelli con pochissima armatura, associazioni laterizio / calcestruzzo etc... Questi stessi dettagli sono quelli che in generale presentano maggiori caratteristiche di fragilità rispetto strutture gettate in opera. Non si capisce però come questi problemi, che si presentano in parte anche per strutture prefabbricate a pilastri e travi e per le coperture a pannelli prefabbricate (ad esempio: giunti, appoggi, etc...), non debbano essere affrontati con le stesse prescrizioni normative. Mi sembra invece la norma consuetudine li considerino come rientranti nella categoria C.1.b, (ciò sembra ingiustificato).

3.2) La norma cita esplicitamente il caso di strutture "armate" o "parzialmente armate". Mi sembra che questa seconda categoria debba riguardare quelle strutture con armatura inferiore ai minimi richiesti dalle norme

generali del cemento armato. E' chiaro che queste soluzioni meno armate devono essere ammissibili in zona sismica anche nelle strutture gettate in opera (giacchè lo sono per le strutture prefabbricate a pannelli, certamente più problematiche). Mi sembra però che queste deroghe per le strutture gettate dovrebbero essere ammissibili solo nell'ambito di procedure di idoneità preliminari e specifiche per il sistema, come richiesto per le strutture prefabbricate. Questa osservazione può essere vista come precisazione dei casi in cui si deve applicare quanto previsto al punto C.7.0 (vedi seguito).

3.3) La norma prevede che la tipologia strutturale " a pannelli portanti " si applichi anche a strutture realizzate " in parte " con questa tecnologia. Mi sembra che questo aspetto meriti un'attenzione particolare per definirne il campo di applicazione. Certamente la norma intende includere il caso in cui una parte strutturalmente autonoma dell'edificio (come ad esempio: un corpo di fabbrica diviso da giunti di dilatazione dal resto di un edificio complesso) sia tutto realizzato a pannelli. Ma che dire se la parte a pannelli portanti (prefabbricati o gettati in opera) è intimamente collegata al resto della struttura portante? Se si interpreta alla lettera la norma, anche in questo caso si dovrebbe procedere applicando a tutta la struttura le norme delle strutture a pannelli. Ma ciò è chiaramente in contraddizione col fatto che le strutture con alcune pareti irrigidenti in cemento armato fanno parte delle strutture a telaio, seppur con $\beta = 1.2$. D'altra parte una parete in cemento armato gettata in opera è automaticamente irrigidente, portante e a pannelli. Ritengo che si possa uscire da questa contraddizione applicando la norma più severa (quella del Par. C.7 che prevede $\beta = 1.4$) a strutture con pareti di cemento armato gettate in opera che presentino qualche fragilità intrinseca, come ad esempio: pareti sottili che si rompano a compressione per fenomeni di instabilità; eventualità di taglio fragile lungo generatrici o localizzate sopra le porte / finestre; ridotta trasmissione di sforzi lungo i nodi tra i setti ed i solai, strutture con pareti poco armate, etc....

Non sembrerebbero invece rientrare in questa categoria quelle strutture per le quali le pareti sono dotate di elevate doti di duttilità e spessore, che rientrerebbero invece nella categoria C.1.b (strutture a telaio con irrigidimenti per cui $\beta = 1.2$). Bisognerebbe però che per queste ultime strutture si adottassero in tutto o in parte quelle prescrizioni dell'Eurocodice 8 adatte ad incrementare la resistenza e duttilità, riassunte anche nell'appendice 1 della circolare Ministeriale del 1996. E' logico infatti bilanciare una maggiore duttilità con un minor carico di progetto, e viceversa. Simmetricamente: non sembra logico applicare alle strutture che rientrano nel Par. C.7 le considerazioni espone nell'appendice citata.

10.2. ESAME RAGIONATO DELLE PRESCRIZIONI DI NORMA, COMMENTI E MIGLIORAMENTI POSSIBILI

Le norme sismiche del D.M. 1996 e la relativa circolare, di cui si occupa il presente commentario, non modificano sostanzialmente le prescrizioni specifiche riguardanti le strutture a pannelli portanti dei precedenti decreti.

Per riassumerle, i punti specifici sono (oltre il punto C.1.c, già ampiamente discusso nel capitolo precedente):

IDONEITA'. Punto C.7.0

Si prescrive che l'idoneità sia dichiarata dal Presidente del Cons. Sup. LL.PP. su parere del Consiglio stesso per le strutture a pannelli prefabbricati, compresi quelli in muratura armata. Per le altre strutture a setti (getti in conglomerato cementizio armato o parzialmente armato) la dichiarazione di idoneità è necessaria solo per un "sistema", definito come una tecnologia che impiega "particolari costruttivi essenziali con carattere ripetitivo". Il senso di quest'ultima parte della specifica (tra virgolette) sembra essere quello di richiedere la dichiarazione di idoneità per l'uso di particolari costruttivi "specifici". Non sembra infatti che gli aggettivi "essenziale" e "ripetitivo" debbano intendersi alla lettera, altrimenti tutte le tecnologie che impiegano particolari conformi alle norme (che perciò sono essenziali e ripetitivi), ricadrebbero in questo caso.

La " specificità " riguarda in qualche modo le soluzioni " fuori norma " in senso traslato: quelle cioè che le norme accettano come eccezioni, con riserva di documentarne la validità sperimentalmente o teoricamente (v. esempio rif. 14, Parte Generale, Par. 5). In questo caso ha senso allora l'esame preventivo da parte di un organo tecnico deliberante come appunto il Consiglio Superiore dei LL.PP.

INSIEME SCATOLARE. Punto C.7.1

La norma del D.M. 1996 prescrive esplicitamente che lo schema strutturale dell'edificio deve contenere pareti di irrigidimento nei due sensi.

Le prescrizioni delle altre norme per gli edifici a pannelli (v. esempio rif. 1 e 3) e le buone regole dell'ingegneria impongono che i solai fungono da diaframmi rigidi. In conseguenza di tutto ciò, gli edifici di cui qui si tratta hanno necessariamente una tipologia scatolare. La resistenza ai terremoti (come d'altronde agli altri carichi) è assicurata dunque da un funzionamento prevalentemente a lastra di questi pannelli.

Ciò generalmente fa sì che i setti e i pannelli sono solo debolmente inflessi per effetto dei terremoti. Tuttavia alcuni effetti flettenti possono essere molto significativi. Procediamo ad esaminare separatamente cosa succede (riguardo flessione dei pannelli), nei casi di pannelli prefabbricati e setti gettati in opera.

Nel caso di strutture a pannelli prefabbricati è molto comune che i giunti verticali e orizzontali siano assimilabili a cerniere cilindriche: in questo caso il pannello viene inflesso direttamente soprattutto dall'azione sismica perpendicolare al piano del pannello medesimo. Si noti che in generale questo effetto è più importante nei piani alti, sia perchè è maggiore l'accelerazione da tenere in conto, sia perchè un minore valore dell'azione assiale N provoca una maggiore eccentricità ($e = M / N$) e perciò maggiori sforzi di flessione. Ai piani bassi gli effetti sismici sono dovuti soprattutto al funzionamento dell'insieme scatolare, che induce variazioni dell'azione assiale complanare al pannello: se il giunto al piano reagisce eccentricamente ciò provoca anche variazioni di flessione nel pannello.

Nel caso invece di strutture a setti gettati in opera, è molto comune che i giunti orizzontali realizzino un incastro tra le pareti e i solai. In conseguenza di ciò l'incremento del momento flettente dovuto alle forze sismiche ortogonali al piano del setto è più modesto che nel caso precedente. Inoltre l'azione assiale complanare al pannello dovuta al funzionamento scatolare dell'insieme, non produce inflessione del pannello. Tuttavia anche in questo caso è necessaria una verifica a pressoflessione poichè spesso c'è inflessione del pannello per la contemporanea presenza di azioni verticali che inflettono i solai, e quindi anche le pareti ad essi incastrate. Questo effetto può diventare importante soprattutto in certi setti perimetrali dell'edificio.

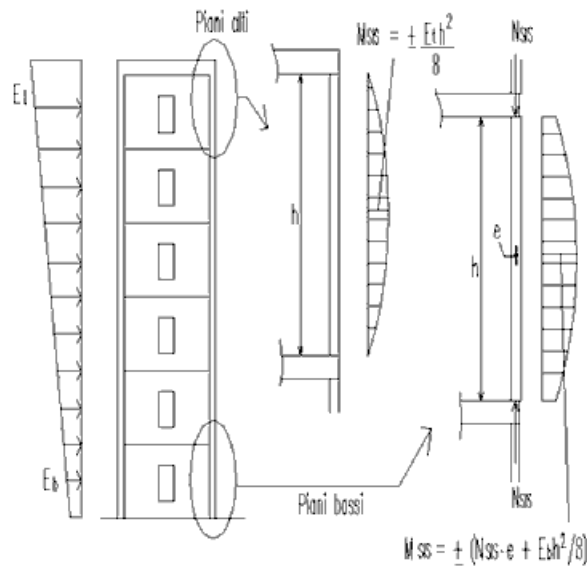


Fig. 10.1 - Edifici a pannelli prefabbricati. Azioni sismiche locali e globali.

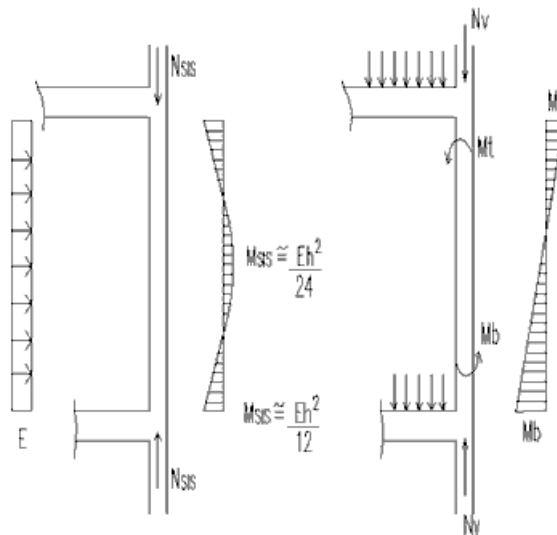


Fig. 10.2 - Edifici a setti. Azioni sismiche e azioni degli altri carichi.

Si noti che la presenza di pareti di irrigidimento in due sensi (richiesta dalla norma) è condizione necessaria, ma non sufficiente per un buon funzionamento scatolare dell'insieme. Infatti le direzioni dei setti, anche se sono diverse, non devono comunque essere concorrenti in un solo punto: sono escluse quindi da questa categoria di strutture la tipologia a setti radiali (Fig. 10.3a). Ma anche la soluzione della Fig. 10.3b, in cui i setti convergono in due punti abbastanza vicini, può essere piuttosto pericolosa dal punto di vista sismico.

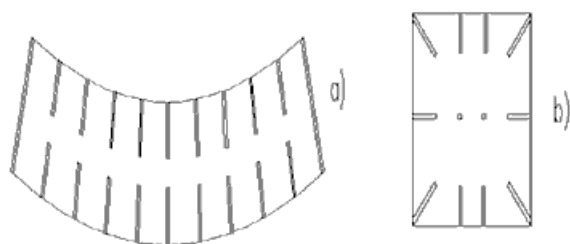


Fig. 10.3 - Edifici a setti (quasi) concorrenti. Soluzioni inadeguate.

Un altro problema taciuto dalla norma è la quantità, posizione e la rigidezza dei setti nelle due direzioni. Sembra perfettamente accettabile e corretta una soluzione in cui ci sia una direzione con setti molto più numerosi e/o globalmente più rigidi che nell'altra direzione: di solito la direzione in cui si presentano setti in maggior numero e rigidezza è quella dei setti che portano anche i carichi verticali.

Tuttavia bisogna tener conto di come l'azione sismica si distribuisca tra il complesso dei setti portanti (più numerosi) e quelli irrigidenti (pochi e più resistenti). Si veda ad esempio il caso di Fig. 10.4a. I setti che reagiscono per azioni sismiche x e y sono chiaramente individuati e tutti reagiscono ad una eventuale torsione accidentale del piano.

Nel caso di Fig. 10.4b sono chiaramente individuati i setti che reagiscono ai sismi in direzione x. Per i sismi in direzione y, reagiscono i setti irrigidenti perimetrali (eccentrici) ma bisogna tener conto che per questa azione vengono sollecitati anche i setti portanti (posti in direzione x) per equilibrare il momento torcente in pianta. Nel caso di Fig. 10.4c, l'azione sismica y è opportunamente contrastata dai setti portanti, mentre l'azione x induce torsione in pianta che nessun setto efficacemente contrasta.

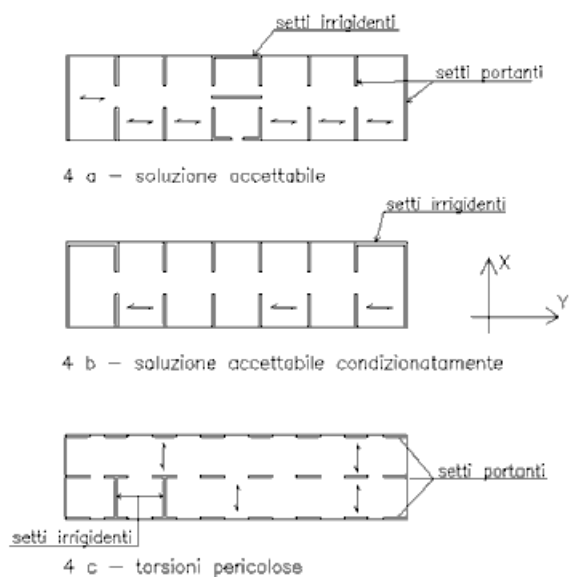


Fig. 10.4 - Varie disposizioni di setti in due direzioni ortogonali.

AZIONI ORIZZONTALI. Punto C.7.2

Le azioni sismiche di progetto sono identiche a quelle delle strutture a telaio. L'unica singolarità è che il coefficiente di struttura è fissato in $\beta = 1.4$ e il coefficiente di risposta dinamica $R = 1$. Abbiamo già discusso, al Par. 10.1, la logica della prima prescrizione. Ne discutiamo qui la seconda. Il dover comunque considerare $R = 1$ riduce molto l'utilità dell'impiego di analisi dinamica per la determinazione dei carichi sismici. Ci si può domandare se questa ultima prescrizione sia penalizzante o meno, rispetto agli altri tipi strutturali; in altre parole: è possibile (o frequente) il caso di edifici a pannelli portanti con periodo proprio T_0 maggiore di 0.8 sec. ? In (7) si dà una espressione teorica del periodo proprio di un edificio a setti.

$$T \cong 6.28 \frac{H}{L} n \sqrt{\frac{wh}{gE}} \text{ (secondi)}$$

dove H, L, h sono spiegati in Fig. 5a.

w = peso per unità di superficie del piano, incluso il peso dei setti.

E = modulo di elasticità del cemento armato.

n = numero dei piani.

g = accelerazione di gravità.

P = percentuale delle pareti rispetto la superficie del piano in pianta.

La Fig. 10.5b, esplicita la relazione precedente, per valori tipici dei suddetti parametri.

Si vede che periodi propri maggiori di 0.8 sec. si presentano per edifici con basso valore di P e alto valore di H/L. In particolare: se H/L è circa 3, periodi propri maggiori di 0.8 sec si presentano con una superficie di setti rispetto la pianta totale, minore dell' 1 %. Vero è che una percentuale di setti così bassa è tipica di edifici di pochi piani, per cui H/L è spesso minore di 3.

Per edifici a pannelli prefabbricati di tipo corrente di altezza superiore a 10 m e inferiore ai 30 m di altezza (perciò comprese tra 3 e 10 piani circa) si hanno copiosi risultati sperimentali (Fig. 10.5b) che mostrano i periodi di vibrazione inferiori a 0.8 sec.

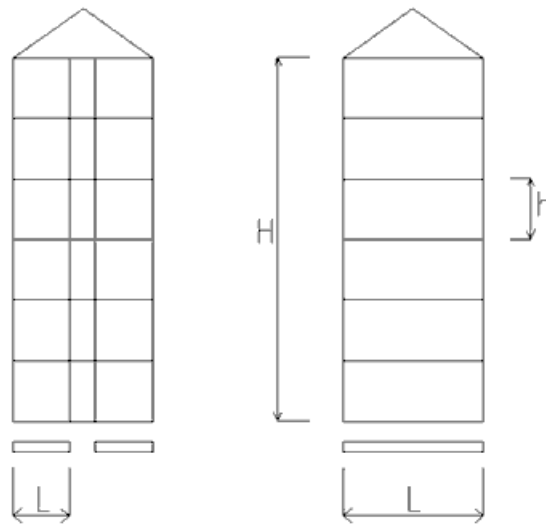


Fig. 10.5a - Schemi teorici

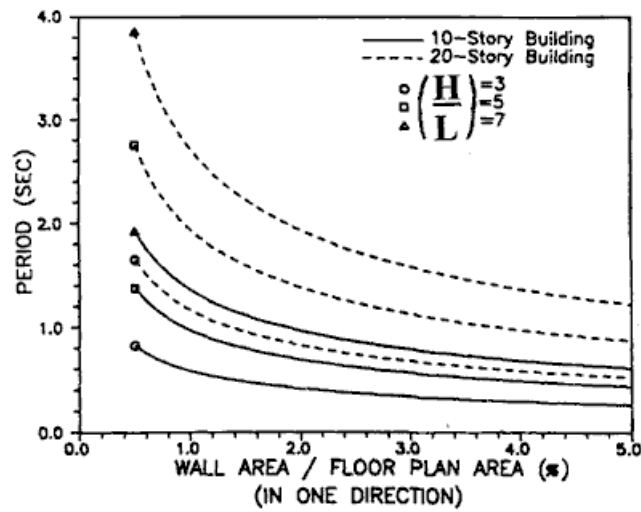


Fig. 10.5b - Relazioni tipiche (teoriche) tra periodo proprio e percentuale di setti in pianta (7).

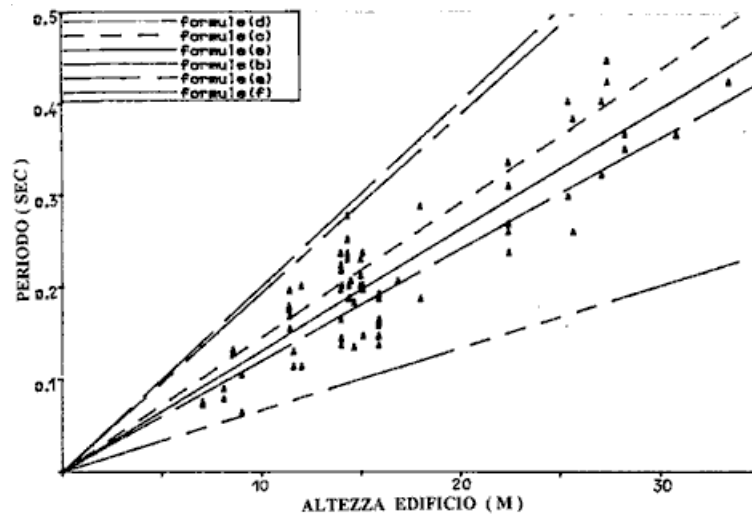


Fig. 10.5c - Relazioni sperimentali tra periodo proprio e altezza di edifici a pannelli (6).

In conclusione $R = 1$ è una prescrizione normativa accettabile e non penalizzante nei casi comuni. Non si capisce però per quali motivi scientifici non si possa giustificare con un'analisi dinamica, fatta come per le altre strutture, un periodo proprio T_0 eventualmente superiore a 0.8 in casi singolari, ed adottare il conseguente R .

Punto C.2 Altezza massima dei nuovi edifici

Per le strutture a pannelli portanti vigono le seguenti limitazioni di altezza:

S = 6	altezza max	32m
S = 9	"	25m
S = 12	"	16m

con le limitazioni aggiuntive (comuni a tutti i tipi di edificio) in funzione della larghezza stradale, contenute al punto C.3.

L'origine di questa limitazione è certamente storica, cioè deriva da una maggior prudenza quando gli edifici a pannelli portanti erano ancora una novità. Oggi questa differenziazione rispetto gli edifici a telaio sembra alquanto ingiustificata.

B.9 Spostamenti e deformazioni

La grande rigidità delle strutture pannelli portanti rende in generale superflua la verifica degli spostamenti e deformazioni relative tra i piani dell'edificio al fine del giudizio sul livello di danno non strutturale atteso. Invece l'analisi sismica (statica o dinamica), è invece utile per il calcolo degli spostamenti totali massimi η_d .

La distanza tra due fabbricati affiancati (o la larghezza dei giunti di dilatazione) può essere espressa (semplificando la prescrizione del punto B.9 della norma, nel caso frequente di spostamenti orizzontali nulli per carichi non sismici) dall'espressione:

$$\eta_T = 9 \cdot \eta_d / x$$

in cui $x = 1$ se si utilizza il metodo delle tensioni ammissibili oppure $x = 1.5$ per il metodo degli stati limite.

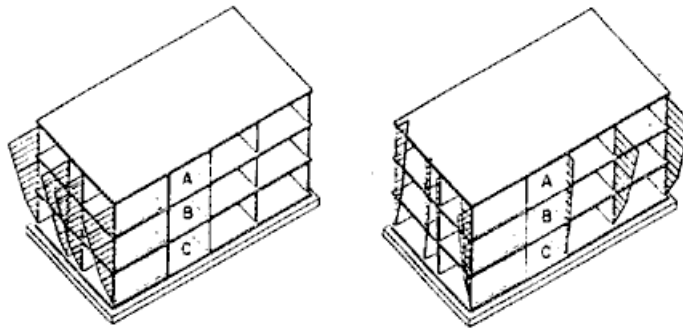


Fig. 10.6 - Deformate sperimentali di edifici a pannelli sotto sollecitazione dinamica (2).

E' interessante notare che, data la rigidità degli edifici a pannelli, il valore di η_T così calcolato è spesso inferiore al valore definito al punto C.4.2 per i telai.

Vale la pena notare che al fine del calcolo di η_d negli edifici a pannelli portanti le deformazioni a taglio dei pannelli è talvolta ugualmente importante quanto quella a flessione della mensola multipiano (composta dai vari pannelli sovrapposti), come dimostrano i modi propri di vibrare sperimentali della Fig. 10.6, dedotta da (2).

AZIONI VERTICALI E COMBINAZIONI DI CARICO

Non essendoci alcuna indicazione particolare al punto C.7 per quanto riguarda le azioni verticali, è ovvio che esse devono essere determinate con il metodo generale di cui al Par. C.6 cioè, si considera un sistema di forze verticali (agenti in su o in giù) distribuite come le masse, di intensità:

$$F_v = I K_v W$$

dove

I = coefficiente di protezione sismica

W = peso delle masse da tenere in conto ai fini della verifica sismica, con la specificazione del punto C.6 valida anche per gli edifici a pannelli.

$K_v = 0.2$ per luci superiori ai 20 m e per strutture spingenti

= 0.4 per gli sbalzi

= 0 altrove.

Questa ultima prescrizione risale al tempo in cui era opinione diffusa che le accelerazioni verticali dovute a un sisma fossero ben più piccole di quelle orizzontali e quindi trascurabili. Si vede infatti da quanto sopra che la

presenza di forze sismiche verticali è prevista solo per quegli elementi che anche solo per forze orizzontali hanno spostamenti (e quindi accelerazioni) verticali importanti.

Le registrazioni accumulate negli ultimi decenni mostrano invece che in molti casi le accelerazioni verticali sono molto severe. Potrebbero essere maturi i tempi per introdurre esplicitamente anche nelle norme italiane, azioni sismiche verticali diffuse. Ciò è vero in generale, ma per gli edifici a pannelli portanti queste verifiche potrebbero essere più importanti per due motivi:

- a) il peso di questi edifici è in generale maggiore di quelli a telaio, e quindi le forze sismiche verticali, (anche per accelerazioni modeste) possono influire in modo significativo sui valori da considerare nelle verifiche dei setti e dei pannelli verticali;
- b) le tecnologie strutturali dei pannelli tendono ad elementi snelli, e quindi con rottura per compressione di tipo fragile. Inoltre, (soprattutto per i pannelli prefabbricati) una perdita improvvisa di capacità portante dei giunti orizzontali può verificarsi se il giunto medesimo viene sollecitato a trazione: e anche questo è un tipo di fragilità.

E' quindi consigliabile, già da ora, introdurre nel progetto un carico sismico verticale prudenziale, proporzionale, ad esempio, alla medesima accelerazione orizzontale (cioè ponendo $m=1$ nella relazione del punto B 4 della norma).

La norma prescrive di assumere nelle verifiche sismiche la sollecitazione α (momento flettente, forza assiale, forza di taglio) convenzionale calcolata conoscendo le due sollecitazioni corrispondenti α_h e α_v prodotte singolarmente dalle azioni sismiche equivalenti orizzontali e verticali:

$$\alpha = \sqrt{\alpha_h^2 + \alpha_v^2}$$

Questa regola discende da considerazioni probabilistiche sulla presenza contemporanea dei massimi di α_h e α_v . Se dunque la verifica riguardasse una singola sollecitazione (ad esempio: l'azione assiale) è facile prenderne il valore α così definito e combinarlo (coi segni + - più sfavorevoli) con le sollecitazioni derivanti da altri carichi, così come vuole il punto B.8.2 della norma sismica.

Ma se la verifica riguarda un effetto dovuto a più sollecitazioni (ad esempio: uno sforzo dovuto sia ad azione assiale che al momento flettente, oppure gli effetti dei momenti di 2° ordine) la combinazione fatta con la formula sopra riportata diviene problematica.

Sembra allora consigliabile combinare gli effetti dei carichi sismici verticali e orizzontali, considerandoli alla stregua di due carichi distinti (con massimi che si presentano in istanti diversi), usando perciò i criteri di cui al punto B.8 della norma sismica. In pratica:

- 1) se si verifica con il metodo delle tensioni ammissibili, si sommano gli effetti dei carichi sismici orizzontali e verticali nel modo più sfavorevole tra loro e con gli altri carichi.
- 2) se si verifica con il metodo degli stati limite ultimi, si adottano i coefficienti parziali dei carichi descritti dalla norma, avendo cura di considerare due combinazioni per i carichi sismici. La prima: in cui i carichi sismici verticali compaiono con coefficiente 1.5 e quelli orizzontali con coefficiente 0.7. La seconda: viceversa.

10.2.1. COSTRUZIONI PREFABBRICATE

Queste norme contengono molte prescrizioni esplicite per le verifiche sismiche e devono essere lette insieme a quelle delle norme sismiche, commentate al paragrafo precedente.

Dal punto di vista formale le norme ora valide sono quelle del 1987 di cui al rif. (3). Esse hanno infatti esplicitamente abolito (v. punto 1.3 del rif. 3) quelle del 1969 (1). Tuttavia molte specifiche di queste ultime sono ancora molto utili a una corretta progettazione e quindi le teniamo presenti anche nei commenti che seguono.

Vogliamo enunciarne da tutto il complesso normativo citato gli aspetti che riguardano le costruzioni sismiche, procedendo per argomenti.

CONCEZIONE D'INSIEME

In ambedue le norme (1969 e 1987) è sempre ribadita la necessità di pannelli nelle due direzioni. Nella norma del 1969 si specifica inoltre la funzione del solaio come ripartitore dei carichi tra i vari pannelli verticali e perciò la necessità di un loro funzionamento a diaframma. Si ribadisce la validità dello schema scatolare, con l'obbligo di trascurare l'effetto di incastro tra pannello verticale e orizzontale. Si enuncia il concetto che deve essere evitato il collasso progressivo: in altre parole, se un evento eccezionale distrugge un pannello, ciò non deve far crollare l'intera striscia dei pannelli sovrastanti (questa specifica, introdotta per evitare effetti disastrosi di esplosioni di gas di città, serve bene anche per la sicurezza sismica).

ARMATURE MINIME DEI SOLAI

I solai devono fungere come elemento di incatenamento tra pannelli perimetrali opposti. A questo scopo si prescrivono armature minime e colleganti tra i solai e i pannelli perimetrali.

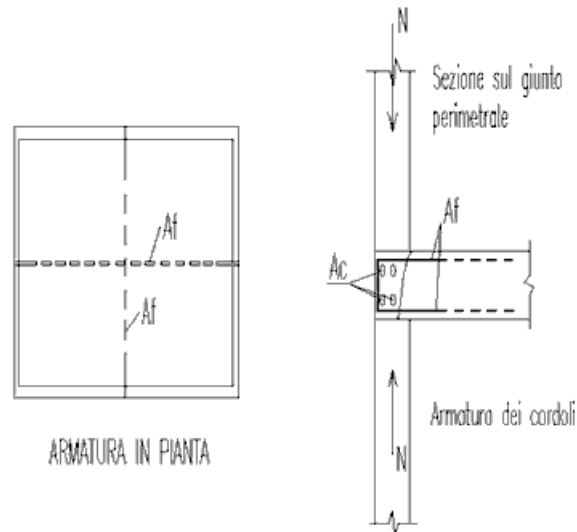


Fig. 10.7 - Armature minime di incatenamento e cordoli nei solai.

Valori minimi di armatura orizzontale di collegamento ogni metro di parete (punto 2.11.2 di rif. 3):

$$A f = \frac{5000}{150} = 33 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

oppure (se più gravosa):

$$A f = \frac{N}{15000} \text{ (mm}^2 \text{) / m}$$

(N = azione verticale massima espressa in Newton ogni metro di parete in pianta).

La norma 1987 prescrive inoltre che ci sia un cordolo perimetrale con area minima $A_c = 400 \text{ mm}^2$ di FeB44K o equivalente.

ARMATURE MINIME DEI PANNELLI

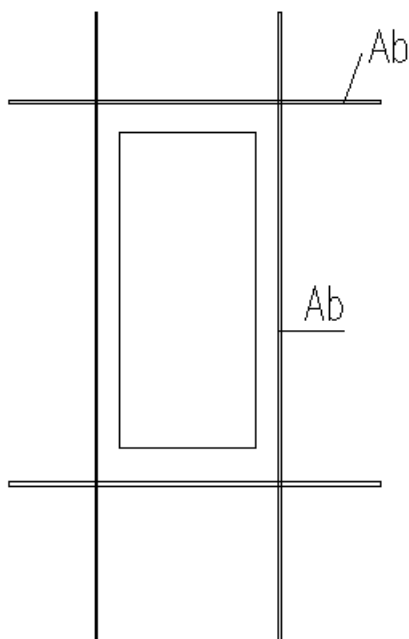


Fig. 10.8 - Armature minime intorno alle aperture.

La norma (2) prescrive un armatura intorno alle porte e finestre:

$$\min A b = 150 \text{ mm}^2$$

La norma del 1987 introduce poi una importante innovazione per quanto riguarda l'armatura verticale dei pannelli prefabbricati. Si prescrive infatti che essa deve essere al minimo $A_v = A_o = 200 \text{ mm}^2 / \text{per metro}$, sia in verticale che in orizzontale (Fig. 10.9a). Malgrado la norma non lo imponga, è molto più efficace per la resistenza antisismica porre quest'armature sulle due facce (Fig. 10.9b). D'altra parte questa disposizione non è affatto difficile dal punto di vista costruttivo per i pannelli prefabbricati soprattutto se gettati su casseri orizzontali. In conclusione dunque: questo dettame della norma conduce a realizzare pannelli prefabbricati significativamente armati, ciò che contribuisce alla resistenza sia nei confronti della flessione per carichi ortogonali, che nei confronti delle azioni di taglio nel loro piano ed anche per contrastare gli effetti del carico di punta per azioni assiali

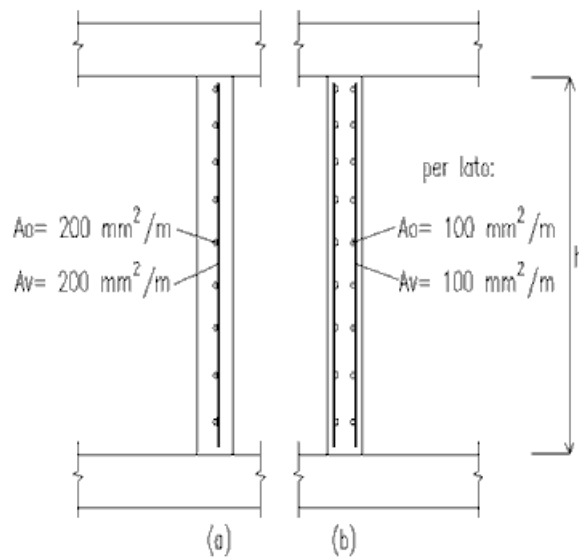


Fig. 10.9 - Armatura minima verticale dei pannelli.

ARMATURE DI CONTINUITA' VERTICALI

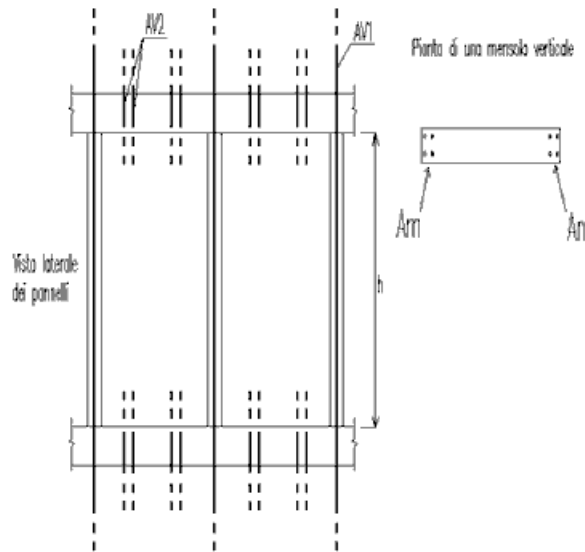


Fig. 10.10 - Minime armature di continuità nei pannelli.

La norma (3) prescrive armature continue verticali aventi funzione di incatenamento. Tali armature possono essere messe nei giunti tra pannelli (AV1) oppure emergenti dai pannelli, (AV2) purchè unite alle armature superiori con vincoli di continuità (sovrapposizione 40ϕ , manicotti, saldature etc..., vedi Fig. 10.13 seguente).

$$\min AV = \frac{10000}{150} = 66 \text{ mm}^2 / \text{m di parete}$$

Se i pannelli fanno parte di una mensola verticale è necessario disporre un'armatura alle due estremità in pianta per resistere al momento flettente nel piano della mensola. La norma 1987 prescrive:

$$\min A m = 200 \text{ mm}^2 / \text{m} \text{ ogni lato della mensola.}$$

Naturalmente questa armatura deve avere continuità in altezza. Potrebbe essere messa anche nella gola di giunti verticali purchè sia curato il trasferimento (per taglio) degli sforzi di queste armature al pannello che costituisce la mensola verticale.

ECCENTRICITA' DI VERIFICA

In sostanza il calcolo delle sollecitazioni porta a definire su ogni pannello alcuni valori di verifica delle azioni assiali N (comprehensive di effetti sismici) e i valori di un carico distribuito E ortogonale al pannello che simula le azioni sismiche locali equivalenti (Fig. 10.11). Il pannello è generalmente pressoinflesso.

Si noti che la flessione dei pannelli prefabbricati nel loro piano è espressa spesso come "eccentricità" dell'azione assiale. In quest'ottica (v. rif. 1, punto 3.5.3.4) l'azione sismica che inflette il pannello si esprime come eccentricità aggiuntiva

$$e_{\text{sis}} = \frac{M_s}{N} = \frac{E \cdot h^2}{8N} \quad \text{dove}$$

E = carico sismico per unità di superficie di pannello;

h = altezza di piano

N = minima azione assiale per unità di lunghezza in pianta del pannello.

Questa eccentricità è contemporanea alle altre eccentricità presenti. Seguendo il punto 2.11.2.1.delle norme (3), si deve considerare:

e 1 = eccentricità strutturale cioè distanza del piano medio geometrico del pannello dal

baricentro dell'appoggio rispettivamente superiore e inferiore

e 2 = 0.015 S per pannelli pieni (dispersione del piano meccanico)

= 0.030 S per pannelli sandwich

e 3 = 0.002 h (difetto di planarità)

e 4 = 15 mm (eccentricità di posa)

Dai valori sopra calcolati si deducono i valori massimi delle eccentricità superiori e inferiori:

$$e_s = e_{1s} + e_2 + e_3 + e_4$$

$$e_i = e_{1i} + e_2 + e_3 + e_4$$

e l'eccentricità equivalente (punto 3.6.1 del rif. 1)

$$e = \sqrt{0.3(e_s + e_i) + 0.4e_i e_s + e_{\text{sis}}^2}$$

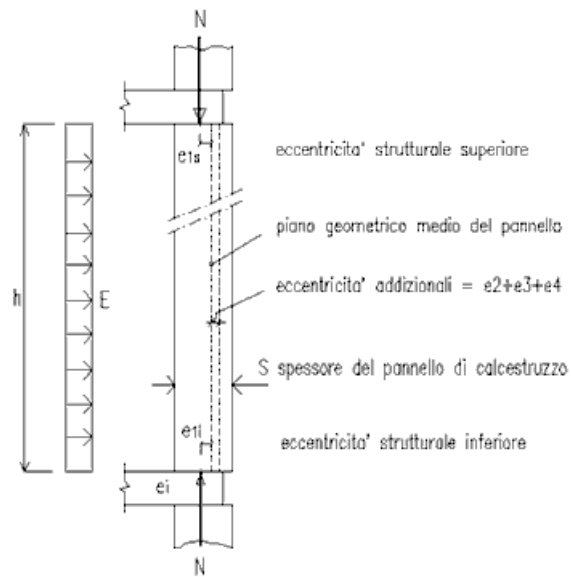


Fig. 10.11 - Schema per il calcolo delle eccentricità in un pannello prefabbricato.

SNELLEZZA DEI PANNELLI

La presenza dei carichi sismici fa sì che l'eccentricità totale da tenere in conto nel calcolo della resistenza di un pannello, sia piuttosto elevata, soprattutto laddove il valore N' sia basso (piani alti e zone perimetrali delle pareti che fungono da controvento). Per evitare rotture fragili in caso di sisma dovute ad effetti del 2° ordine è opportuno allora ridurre la snellezza del pannello. Si può procedere in tre modi:

- aumentando lo spessore S
- aumentando l'armatura
- aumentando il grado di vincolo trasversale. In questo paragrafo vediamo quest'ultimo aspetto.

La norma (1), al punto 3.6.1 precisa come tener conto di una lunghezza libera di inflessione L_f , funzione anche del grado di vincolo laterale dei pannelli.

$$L_f = k \cdot h$$

Valori di k :

- Caso libero sui giunti verticali o collegato ad altri pannelli nello stesso piano, allora: $k = 1$
- Caso vincolato trasversalmente su un giunto verticale.

se $h/b \leq 1$ allora: $k = 1$

se $1 \leq h/b \leq 2$ allora: $k = 1 - 0.42(h/b - 1)$

se $h/b \geq 2$ allora: $k = 1 / \sqrt{1 + 0.5(h/b)^2}$

- Caso di pannello vincolato sui due lati verticali

se $h \leq 0.5$ allora: $k = 1$

se $0.5 \leq h/b \leq 1$ allora: $k = 3/2 - h/b$

se $h/b > 1$ allora: $k = \frac{1}{1 + (h/b)^2}$

VERIFICHE A COMPRESSIONE DEI PANNELLI

La norma (1) dà esplicitamente un metodo di verifica della capacità portante verticale di pannelli che siano poco armati. Poichè la norma del 1987 (3) pone un minimo abbastanza elevato all'armatura (**v. Par. 10.3.3**), allora il metodo della norma (1) è da vedersi come un metodo in favore di sicurezza. Data la semplicità del metodo, lo ricordiamo comunque.

La condizione di verifica di un pannello è data da:

$$N \leq \varphi \cdot N_n$$

Dove N = Sollecitazione assiale sul pannello nella combinazione di verifica considerata.

N_n = Azione assiale massima di progetto (e quindi diversa se si procede con il metodo delle tensioni ammissibili o con quella degli stati limite ultimi) per compressione semplice.

φ = coefficiente che dipende dal rapporto e_0/S e da $\bar{\lambda}$, dove:

e_0 = eccentricità equivalente (**v. Par. 10.3.5**).

S = spessore del pannello.

$$\bar{\lambda} = \text{snellezza convenzionale} = (L_f/S) / \sqrt{\alpha}$$

L_f = lunghezza libera di inflessione equivalente (**v. Par. 10.3.6**)

α = parametro che descrive la rigidezza del materiale = $(E_c / R_{ck}) / (1 + 1.2 \cdot \xi)$ dove:

E_c , R_{ck} modulo elastico e resistenza caratteristica del calcestruzzo.

($E_c = 5700 \sqrt{R_{ck}}$, N/mm² secondo rif. 12)

ξ = rapporto tra carichi permanenti e carichi totali.

La seguente Fig. 10.12 riporta i valori di φ dati dalla norma 1969 (1).

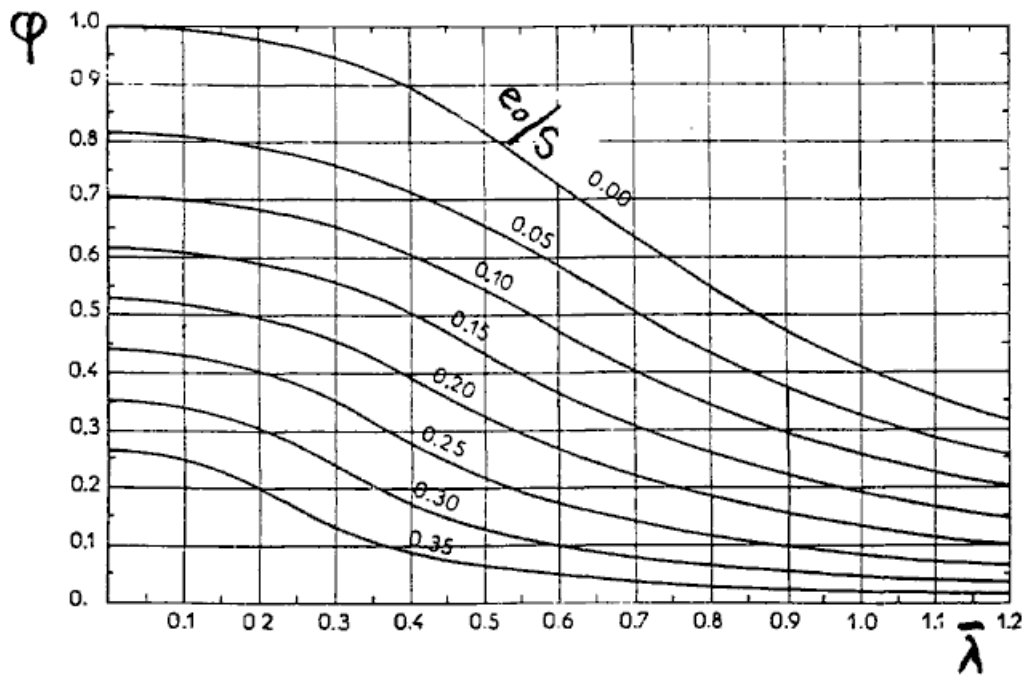


Fig. 10.12

VERIFICA ALL'INTEGRITA' DEI PANNELLI

La norma del 1969 (1) pone un limite allo sforzo di taglio che si può sviluppare all'interno dei pannelli. La richiamiamo qui perchè sembra molto importante in zona sismica.

Poichè quella norma si riferisce in pratica ad elementi pochissimo armati, la verifica è un confronto tra lo sforzo principale di trazione (medio sullo spessore del pannello) σ_{cti} e la resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo: R_{ct} .

La relazione da verificare, secondo il punto 5.3.2 risulta:

$$\sigma_{cti} = 1/2 \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau^2} - 1/2 (\sigma_x - \sigma_y) \leq R_{ct}$$

dove:

τ : sforzo di taglio

$\sigma_x \geq \sigma_y$ sforzi normali medi sullo spessore; di solito $\sigma_y = 0$.

R_{ct} dipende dal metodo di verifica usato (che deve essere espresso alla luce dei parametri della recente normativa) e cioè:

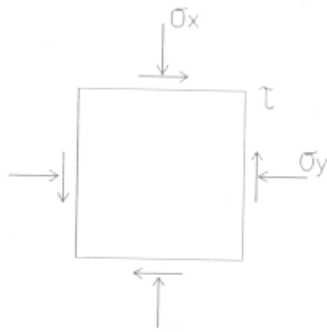
- stati limite ultimi: $R_{ct} = 0.19 (R_{ck}) / \gamma_c$ (N / mm²)

(rif.2, punto 2.2) $\gamma_c = 1.6$ (serie dichiarata) oppure

$\gamma_c = 1.52$ (serie controllata)

- tensioni ammissibili = $0.4 + (R_{ck} - 15) / 75$ (N / mm²)

(rif.12, punto 3.1.4)



Per pannelli armati è ragionevole considerare la maggiore resistenza tra quella data dalla relazione qui sopra e quella verificata con le usuali norme del cemento armato per sezioni fessurate, considerando resistente la sola armatura tesa (maggiori dettagli al [Par. 10.4.6](#) seguente).

COMPORAMENTO SISMICO E VERIFICA DEI GIUNTI ORIZZONTALI

I giunti orizzontali tra pannelli e solai sono sollecitati a compressione N_d e ai tagli V_d e V'_d .

Le norme (3) (al punto 2.11.2.1.b) considerano solo il caso di strato di malta tra giunto e pannello. Ivi si stabilisce che le armature di collegamento tra giunto e pannello sono necessarie solo se N_d è di trazione oppure $V_d > 0.2 N_d$.

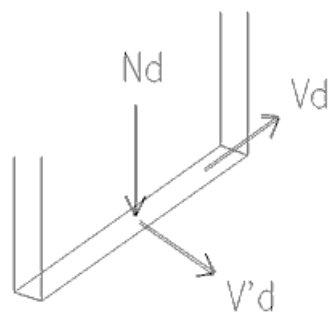


Fig. 10.13 - Azioni sui giunti orizzontali.

In sostanza dunque: c'è un intervallo di sollecitazione in cui tra giunto e pannello il taglio viene trasmesso solo per una sorta di attrito (seppur con un coefficiente di attrito 0.2, piuttosto basso). Però la stessa norma al punto 2.4.1 dice che negli appoggi l'attrito soltanto non può essere affidabile per edifici antisismici. D'altra parte però una minima armatura verticale passante è richiesta (**v. Par. 10.3.3 precedente**) eventualmente concentrata all'interno dei giunti verticali. Se ci si affida a questa armatura anche per evitare che il pannello scorra rispetto al giunto orizzontale (sol.a) è opportuno assicurarsi che queste armature siano inserite in gole e/o ganci che bene le colleghino ai pannelli.

Altrimenti (sol. b), sono state proposte molte altre soluzioni per collegare i pannelli alle armature emergenti dal solaio e/o dal pannello inferiore. Tutte queste armature resistono alle azioni taglianti tra pannello e giunto orizzontale. La condizione minima (per giunto sempre compresso) dovrebbe essere quella c): spinotti emergenti dal solaio inferiore, alloggiati in un foro del pannello superiore, e poi iniettati, oppure angolari in acciaio fissati con tasselli a espansione (o con saldature) al pannello e al solaio.

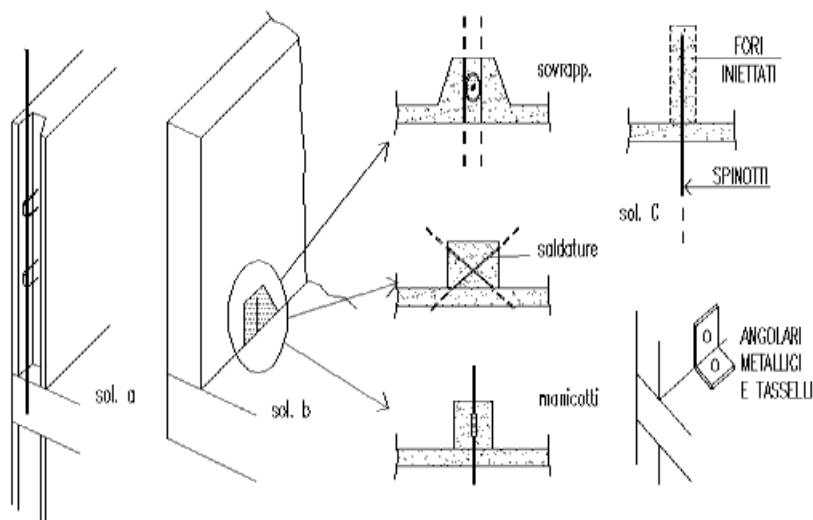


Fig. 10.14 - Armature tipiche di collegamento della base dei pannelli ai giunti orizzontali.

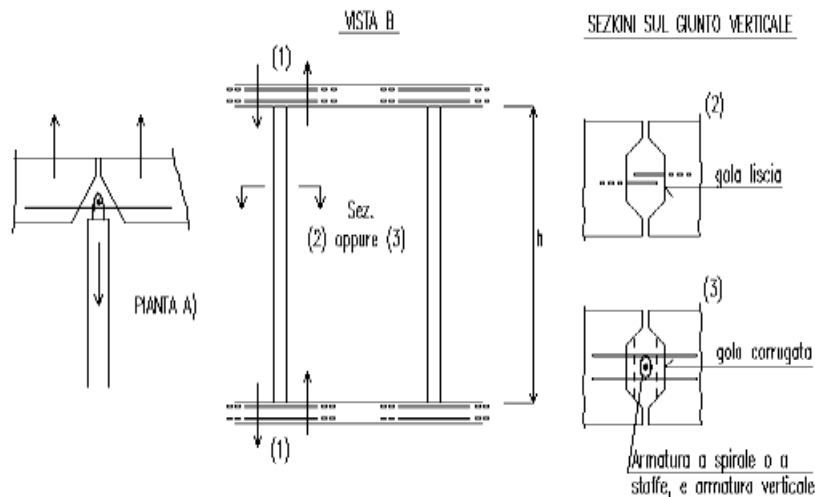


Fig. 10.15 - Armature tipiche in giunti verticali.

COMPORTAMENTO SISMICO DEI GIUNTI VERTICALI

I giunti verticali servono a trasferire azioni normali ai pannelli (Fig.10.15 pianta A) oppure azioni di taglio nel piano dei pannelli, dovute al loro funzionamento complessivo come controventi e mensole accoppiate (Fig.10.15 VISTA B).

La norma (1) mette bene in luce questi effetti, discutendo tre tipologie di unioni. (I numeri seguenti si riferiscono a Fig.10.15, vista B e sezioni):

- (1) unione per chiavi elastiche, cioè i cordoli armati a livello dei solai.
- (3) unione per semplice incatenamento, quando si prevedono armature emergenti dai bordi verticali dei pannelli.
- (14) giunti organizzati, quando c'è un complesso di armature emergenti dai pannelli, armature poste nei giunti e denti nelle gole dei giunti dei pannelli, tale che sia ripristinata in una certa misura la continuità strutturale.

La norma (1) osserva come solo questi ultimi hanno un comportamento duttile. Alla luce delle moderne conoscenze di ingegneria sismica, solo questi dovrebbero essere impiegati in zona sismica, anche in carenza di una specifica imposizione normativa.

10.2.2. EDIFICI A SETTI GETTATI IN OPERA

Le norme di riferimento per queste strutture, (oltre la norma sismica di cui al presente commentario) sono essenzialmente le norme generali per le strutture in cemento armato (12, 14).

Tuttavia alcuni problemi specifici di queste strutture non sono molto approfonditi da quelle norme. Inoltre, come già richiamato al Par. 10.1, la norma sismica prevede anche strutture a setti "parzialmente armati", categoria che non appare direttamente trattata da (12, 14).

Per questi motivi è opportuno riferirsi, anche ai dettami di altre norme, in particolare le norme francesi (5) che sono specifiche per questo tipo strutturale. Naturalmente ciò solo per gli aspetti non coperti dalla normativa italiana e con conclusioni che comunque non la violano.

ARMATURA MINIMA E SFORZI MASSIMI DI COMPRESSIONE NEI SETTI.

Per questo tipo di strutture la norma (14) prevede al punto 5.3.4 l'armatura minima seguente:

diametro minimo delle barre verticali	= ϕ 8
interasse massimo	= 30 cm
diametro minimo delle barre orizzontali	= ϕ 5
interasse massimo	= 20 ϕ verticali \leq 30 cm

elementi di collegamento n° 6 / mq di parete

Si vede che in base a quanto sopra si deve avere al minimo su ogni faccia

166 mm² /m verticale (ϕ 8 /30 cm)

112 mm² /m orizzontale (ϕ 5 / 16 cm)

Questi minimi di armatura sono consentiti solo se lo sforzo medio $\overline{\sigma_{cd}}$ (media) lungo lo spessore S(in centimetri) vale:

a) metodo delle tensioni ammissibili, combinazione più gravosa:

$$\overline{\sigma_{cd}} \leq 0.42 [1 - 0.03 (25 - S)] \sigma_c$$

con σ_c = sforzo ammissibile nel calcestruzzo secondo il punto 3.1.3 di (12).

b) metodo degli stati limite ultimi, combinazione rara

$$\overline{\sigma_{cd}} \leq 0.27 [1 - 0.03 (25 - S)] f_{cd}$$

con f_{cd} = resistenza di calcolo del calcestruzzo secondo il punto 4.0.2 di (14).

Questi limiti di sforzo sono generalmente rispettati dalle strutture a setti al punto che possiamo dire che una struttura è da considerarsi “ a setti portanti “, anche al fine delle norme sismiche, se si verificano i limiti di sforzo sopra indicati.

SPESSORI MINIMI DEI SETTI

Non esistono limitazioni in (14, 12). Nell'allegato 1 alla Circolare di cui al presente commentario (punto 4.1) si suggerisce il limite di spessore di 150 mm per le zone sismiche.

La limitazione è certamente ragionevole, dal punto di vista strutturale; soprattutto per gli edifici multipiano. (Per edifici monopiano potrebbe essere ammissibile: 120 mm). D'altra parte, anche per motivi tecnologici (facilità di getto) questi spessori minimi sono già vigenti anche per le zone non sismiche. Invece la limitazione di spessore elevata a 200 mm nel caso di armature a x (nei pannelli - architrave), riportata sul medesimo allegato 1 alla Circolare, è dovuta a prescrizioni di speciale duttilità, che non sembrano doversi necessariamente adottare per le strutture a setti, visto le considerazioni svolte al presente Par. 10.1, (sub 3.3).

SNELLEZZA DELLE PARETI

Le norme (12) al punto 3.1.14.1 pongono un avvertimento di cautela oltre i valori di snellezza

$$\lambda \frac{L_f \sqrt{12}}{S} = \max (100)$$

con L_f = lunghezza libera di inflessione.

D'altra parte se si adottano i limiti di spessore del paragrafo precedente si ottiene un valore limite di L_f non superiore a 433 cm per edifici multipiano e a 346 cm per edifici monopiano, praticamente mai superati in edifici

civili (tenuto conto anche di quanto detto nel seguito). Le norme (14), pongono un limite ancora meno stringente per λ .

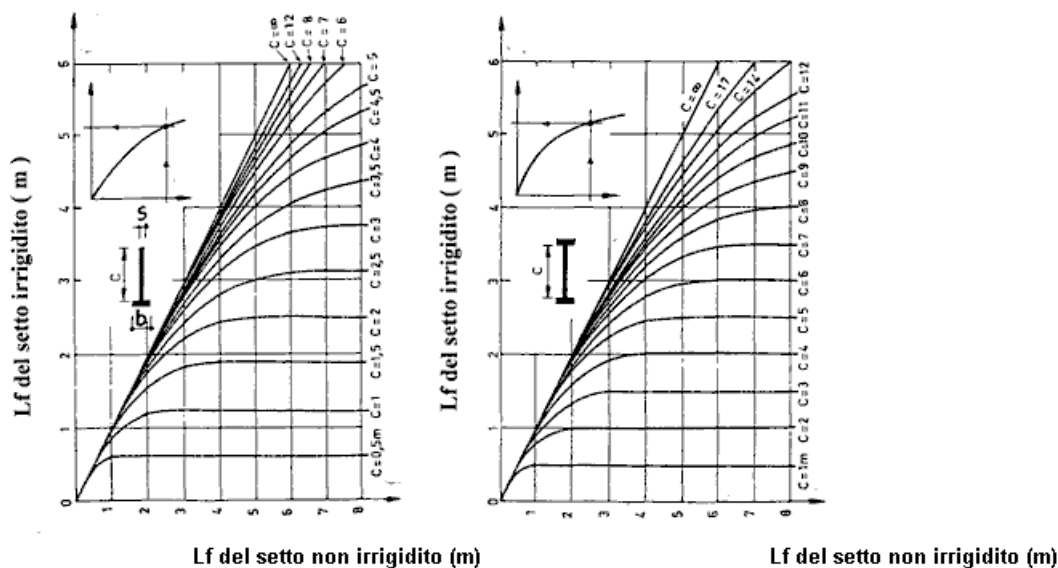


Fig. 10.16 - Abaco per il calcolo della lunghezza libera di inflessione L_f di setti irrigiditi (5).

Come si può calcolare L_f per gli edifici a setti? In mancanza di riferimenti nella norma italiana, riportiamo quanto stabilito dalla norma francese (5) nel caso di setti armati.

a) Setto non irrigidito agli estremi.

$$L_f = h \cdot \beta \quad \text{dove}$$

h = altezza di interpiano

$\beta = 1$ per setto incernierato al piede e in sommità.

$\beta = 0.85$ per muro incastrato al piede e in sommità ad un solaio presente ad un solo lato del muro.

$\beta = 0.8$ idem, a due lati del muro

b) Setto irrigidito, in una o in due estremità da setto trasversale (di dimensioni b in pianta, con b non inferiore a $3S$). Si calcola L_f come sopra, e poi lo si riduce in funzione della lunghezza C del setto in pianta, usando i grafici della Fig. 10.16.

RESISTENZA A COMPRESSIONE DEI SETTI. CASO DI PICCOLE ECCENTRICITA'

Le norme italiane (15) nell'ambito del metodo di verifica con gli sforzi ammissibili, richiedono per i pilastri la verifica all'inflessione laterale con il metodo ω se la snellezza (intesa come nel Par. 10.4.3.) risulta $\lambda > 50$. L'applicazione di questo metodo ai setti, con i valori di ω dati dalla norma per i pilastri (per i quali però è obbligatoria una maggiore armatura) non sembra cautelativo. Si potrebbero adottare valori di ω maggiorati per i setti, come ad esempio si propone qui di seguito basandosi su (5).

Nell'ambito delle verifiche con il metodo degli stati limite ultimi, si possono verificare i setti applicando ad essi gli effetti del 2° ordine applicando su di essi i valori dell'azione assiale N e momento flettente M della combinazione di carico considerata. Per setti con prevalente azione N , bisogna comunque ipotizzare una eccentricità minima:

$$e_{min} = Lf / 300 \text{ oppure } 2 \text{ cm.}$$

I metodi di calcolo citati dalla norma (14) per il calcolo degli effetti del 2° ordine sono però laboriosissimi, è perciò giustificabili per eccentricità significative.

Indichiamo allora qui il metodo delle norme francesi (5) valido per le piccole eccentricità:

$$e_{max} = If / 300 \text{ oppure } 2 \text{ cm, cioè esattamente quelle minime della norma italiana.}$$

Riportiamo questo metodo, usando parametri equivalenti della normativa italiana (14) nell'ambito del metodo di verifica agli stati limite ultimi.

In questo caso, il valore del carico limite di calcolo che può sopportare il muro:

$$N_{cd} = \alpha (f_{sd} \cdot A_c + f_{fd} \cdot A_s)$$

dove

$$\alpha = \frac{1}{1 + 0.2(\lambda / 35)^2} \text{ per } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0.7 (50 / \lambda)^2 \text{ per } \lambda > 50$$

f_{cd} , f_{sd} = resistenza di calcolo di calcestruzzo e ferro, vedi (14), punto 4.0.2

A_s = area totale del ferro verticale.

A_c = area del calcestruzzo.

λ = snellezza (**come per Par. 10.4.3.**)

Nota: se si volesse usare il metodo ω in connessione col metodo delle tensioni ammissibili si potrebbe assumere $\omega = 1 / \alpha$, dove α è l'effetto del carico di punta, valutato qui sopra.

RESISTENZA A COMPRESSIONE DEI SETTI. CASO DI ECCENTRICITA' SIGNIFICATIVA

Si è visto (al punto C.10.1) che questa situazione può presentarsi nei setti centrali ai piani alti o in tutti i setti perimetrali. In questi casi è necessario ricorrere a metodi di verifica di pressoflessione che tengano conto di effetti del 2° ordine. Nel rif. (11) si discute il caso dei diagrammi ammissibili (M,N) con il metodo degli stati limite ultimi adottati dalla normativa italiana. Si mette in luce come gli effetti del 2° ordine possano essere rappresentati come un "restringimento" del dominio ammissibile, vedi Fig. 10.17, in funzione essenzialmente della snellezza dell'elemento. Il metodo di calcolo di questi effetti è piuttosto complicato, vedi ad esempio (11). Tuttavia è possibile tabellare i risultati per casi tipici, e fornire degli abachi che permettono di verificare agevolmente se la sezione ipotizzata, con l'armatura ipotizzata, e sollecitata da M, N della combinazione considerata, sia ammissibile oppure no. Questi abachi utili per i valori tipici degli edifici a setti ottenuti sulla base di calcoli dell'ing. M. A. Pisani, del Politecnico di Milano sono riportati nelle Fig.10.17 seguenti. Il metodo per utilizzarli è il seguente:

1) Si calcola il parametro:

$$\omega_{tot} = \frac{A_s \cdot f_{sd}}{S \cdot 0.85 f_{cd}}$$

dove :

- A_s quantità totale di armatura (si suppone: armatura simmetrica con distanza del suo baricentro dalla faccia esterna = 0.10 S) per unità di lunghezza del setto.
- f_{sd} , f_{cd} resistenza di calcolo dell'armatura e del calcestruzzo, vedi (14),
- S = spessore del setto.

Con questo parametro si sceglie l'abaco più significativo tra quelli di seguito riportati alla Fig. 10.17.

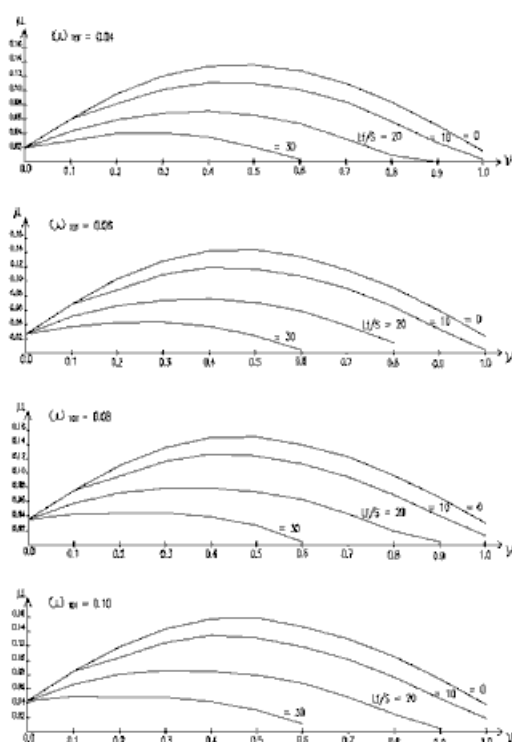


Fig. 10.17 - Abachi per il calcolo di pareti pressoinflesse in cemento armato. Metodo di calcolo basato sulla colonna modello; norme (14), stati limite ultimi. Valori calcolati dall'ing. M. A. Pisani; schema di calcolo: rif. (11). Acciaio armature: FeB 44 K, armatura simmetrica sui due lati con distanza dalla superficie esterna = 0.10 S.

2) Si calcola la snellezza del setto, come indicato al punto 10.4.3. precedente. Con questo valore si sceglie la curva più significativa dell' abaco prima selezionato.

3) Si calcolano i parametri:

$$v = \frac{N}{S \cdot 0.85 f_{cd}}; \quad \mu = \frac{M}{S^2 \cdot 0.85 f_{cd}};$$

con N = sollecitazioni assiale nella combinazione considerata, per unità di lunghezza del setto

M = sollecitazione flettente convenzionale, per unità di lunghezza del setto, vedi sotto.

Se $|M_2| \geq |M_1|$ sono i due momenti di estremità del setto nella combinazione considerata risulta convenzionalmente:

$$M = (0.6 M_2 + 0.4 M_1) \geq |0.4 M_2|$$

Nota: per il calcolo di N ed M i carichi permanenti devono essere moltiplicati per $\gamma = 1.15$ per tener conto di effetti viscosi.

4) La coppia di valori (v, μ) è rappresentato da un punto nell'abaco selezionato.

La verifica è soddisfatta se questo punto giace all'interno del dominio individuato al passo 2) precedente.

RESISTENZA A TRAZIONE E TAGLIO DEI SETTI

La normativa del cemento armato considera soprattutto elementi monodimensionali. Perciò solo gli aspetti concettuali, ma non le regole empiriche, possono essere applicati ai setti: ciò vale soprattutto per gli aspetti considerati in questo paragrafo. D'altra parte, l'appendice 1 alla Circolare di cui al presente commentario, dà alcune prescrizioni pratiche che sembrano ragionevoli più per pareti che esigono grande duttilità (controventi) che per edifici a setti diffusi.

Vediamo allora di proporre qualcosa di intermedio, che sia comunque armonico con tutto il quadro normativo. I modi di collasso tipici di una parete soggetta a forze orizzontali per effetti di trazione e taglio sono i seguenti:

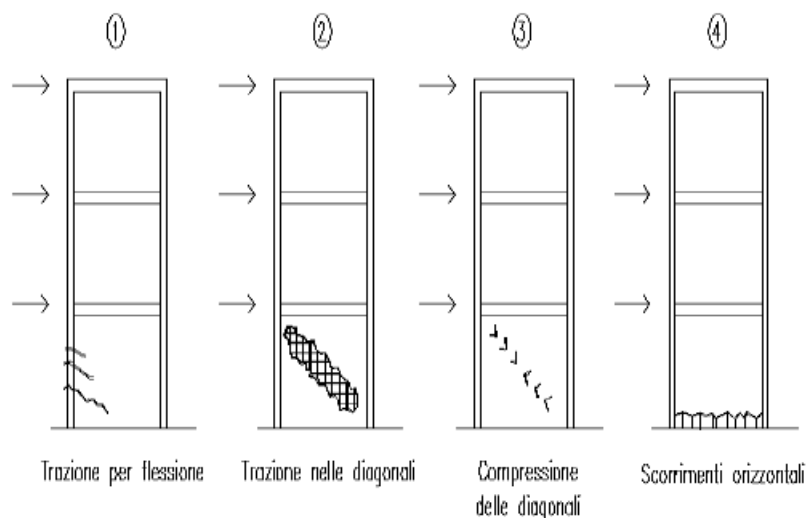


Fig. 10.18 - Modi di collasso di una parete in cemento armato sottoposta ad azioni orizzontali.

Il quarto modo è piuttosto raro e non lo discuteremo in dettaglio.

I primi due modi sono dovuti in effetti alla stessa causa: la resistenza a trazione del calcestruzzo viene meno (ovviamente in corrispondenza della locale direzione principale di trazione): si mobilita l'armatura che eventualmente giunge a snervamento e/o sfilamento per perdita di aderenza.

Per quanto riguarda il modo (1), non c'è dubbio che il progetto deve prevedere sufficiente armatura verticale per resistere alla totalità degli sforzi di trazione, con i consueti metodi di calcolo, che non è il caso di richiamare qui.

Per quanto riguarda il modo (14), le verifiche per i pannelli prefabbricati consentono di tener in conto anche la resistenza a trazione del calcestruzzo (v. **Par. 10.3.8**). Similmente: le norme sul cemento armato (15) consentono di non considerare l'effetto dell'armatura se lo sforzo di taglio puro è inferiore ad un certo valore.

Parrebbe dunque ragionevole applicare anche ai setti la medesima logica progettuale, e le stesse regole di verifica che ne derivano. Dobbiamo perciò verificare se le trazioni principali nel calcestruzzo (σ_{ct} , calcolata come al **Par. 10.3.8**) non superino certi valori. Se non li superano: nessuna verifica aggiuntiva è richiesta per l'armatura di parete. Se li superano: l'armatura è necessaria ad assorbire da sola le trazioni. In pratica, la condizione discriminante per la necessità di armature è identica a quella del **Par. 10.3.8** precedente.

Se non si verificano queste condizioni, allora l'armatura deve essere progettata e verificata con riferimento a qualche modello teorico. Se si esamina la normativa esplicitamente vigente (e cogente) si vede che questo aspetto è alquanto vago. Se si guardano invece le norme orientative e le proposte (più o meno consolidate) della ricerca scientifica, si possono vedere due tendenze: la prima (su cui è costruito ad esempio EC8, rif. 13) valorizza per le pareti l'aspetto di mensola multipiano e su di essa precisa regole per l'armatura rifacendosi a modelli teorici e ad esperienze di flessione e taglio di pareti a mensola verticale.

Tale approccio è concettualmente semplice, ma poi per essere efficace, si articola in una casistica complessa che dà luogo a regole normative piuttosto intricate. E' perciò utile seguirne i concetti, ma è opportuno attendere una migliore definizione normativa prima di adottarle alla lettera. La seconda tendenza che appare in letteratura vede

la parete come una lastra piana in cui si instaurano percorsi di compressioni e trazioni, vuoi seguendo le direzioni delle tensioni principali, vuoi ipotizzando a priori possibili travature reticolari equivalenti. Le verifiche che ne discendono sono perciò di carattere locale: nelle zone critiche oppure nell'elemento del traliccio.

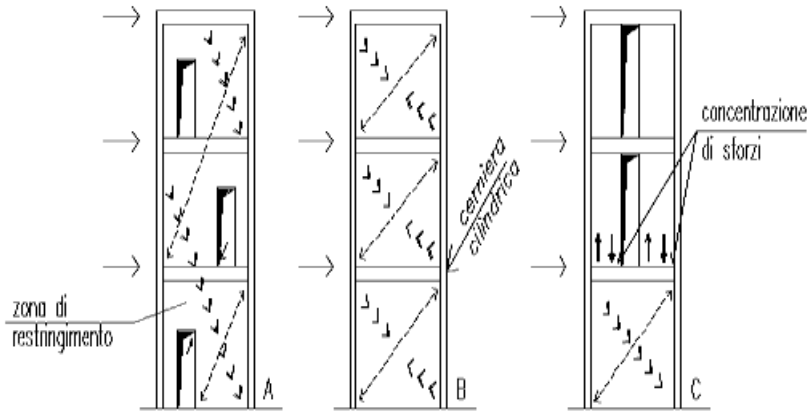


Fig. 10.19 - Schemi di funzionamento a traliccio di setti multipiano.

Tale analisi richiede un certo grado di intuizione strutturale e solo per casi semplici se ne è tentata l'automatizzazione, vedi ad esempio (15).

Una volta visti questi meccanismi, bisognerebbe verificare a trazione e compressione le diagonali, cioè:

a) Verifica a trazione degli elementi (diagonali o montanti) tesi. La regola più semplice è quella di applicare il concetto di " cucitura " della eventuale fessura (ortogonale alla trazione) con ferri di armatura capaci di trasferire la forza di trazione considerata.

In pratica: si ipotizzerà preliminarmente un'armatura diffusa sulle pareti (magari quella minima) e poi si andranno a progettare i rinforzi di armatura nelle zone richieste da questa verifica.

b) bisogna verificare che non ci siano "schiacciamenti", magari perchè si riduce la larghezza utile, vedi Fig.10.19a.

c) bisogna verificare che non ci sia collasso della diagonale compressa per effetti del 2° ordine (Fig. 10.19b).

Si noti che, poichè i carichi sismici si invertono, ambedue le diagonali possono essere sede di fessurazioni, e quindi il tracciato delle diagonali è anche quello delle possibili cerniere cilindriche della parete: in conseguenza di ciò la lunghezza libera di flessione della diagonale compressa deve tener conto che circa a metà della parete c'è una cerniera, con ritegno trasversale più o meno efficiente, a seconda della trazione contemporanea nella diagonale compressa (a questo scopo possono essere molto utili le regole del rif. 8).

d) bisogna verificare che non ci siano fragilità nascoste, dovute a schiacciamenti localizzati in punti di alte concentrazioni di sforzi, vedi ad esempio Fig. 10.19c, e rif. (9).

In conclusione: la resistenza a taglio di un setto riposa su una serie di verifiche simili a quelle delle lastre, tanto più semplici e affidabili quanto è più lineare il progetto strutturale. E viceversa. Tuttavia essa è materia ancora in corso di consolidamento normativo e la questione non può considerarsi esaurita a livello del presente commentario.

DETTAGLI DI ARMATURA PER I SETTI

Molti dei dettagli di armatura dei setti utili ai fini anti-sismici sono già implicitamente richiamati ai paragrafi precedenti. Molti altri sono comuni alle strutture in cemento armato, in generale.

Ricordiamo qui solo pochi tipici.

a) Armatura orizzontale della zona terminale in pianta, Fig. 10.20.

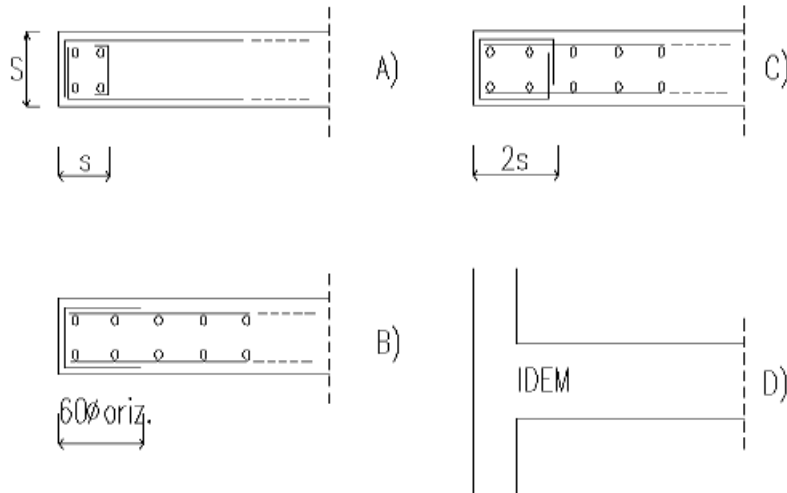


Fig. 10.20

La soluzione A) è certo preferibile (risvolti in pianta) ma non si presta ad armatura con reti elettrosaldate, per cui sono possibili le soluzioni B) e C). Tutte le soluzioni A) B) C) valgono anche nel caso di innesto dei setti in un setto ortogonale: D).

b) Armatura di collegamento tra le due facce. E' un dettaglio importante ma spesso non è messo in opera correttamente, Fig. 10.21.

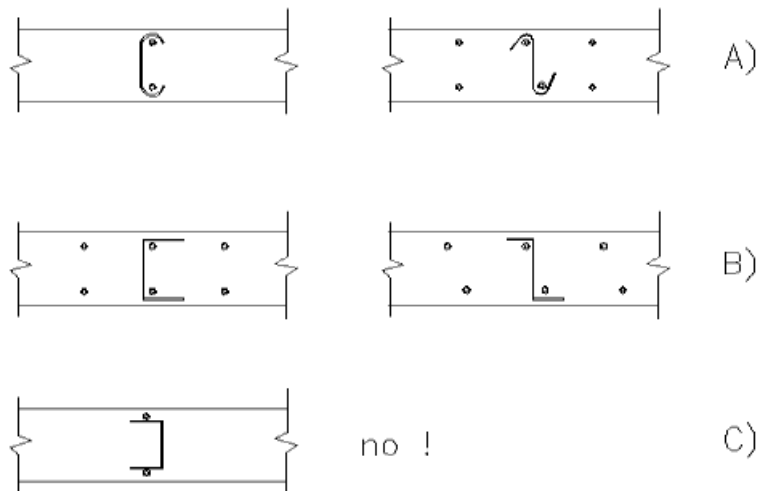


Fig.10.21

Il disegno A) è preferibile ma difficile da mettere in opera, per cui è accettabile B). La disposizione C), che talvolta si vede in opera (perchè il collegamento è interpretato come “distanziatore” delle reti di armatura), è inadeguata.

Nota valida per A) e B): il numero di collegamenti ($n^{\circ} 6 / m^2$) minime di norma è sufficiente nella parete. Ma nelle zone di ripresa dei ferri verticali, i collegamenti vanno infittiti per rendere possibile il trasferimento di trazione tra le armature che si sovrappongono nella ripresa: ciò è particolarmente vero nelle zone terminali in

pianta di mensole verticali. Questo accorgimento è importantissimo, ma spesso dimenticato, vanificando molte delle verifiche di progetto.

c) Armatura degli architravi sopra le porte / finestre e nei pannelli di collegamento tra mensole verticali accoppiate. Abbiamo già detto i motivi per cui non sembrano necessarie tutte le prescrizioni dell'allegato 1. In particolare: le armature a X possono dare problemi di getto in setti poco spessi, e sono da evitare in questo caso.

E' invece opportuno porre un'armatura orizzontale e verticale tipo "staffe", meglio se a più braccia orizzontali, vedi Fig. 10.22.

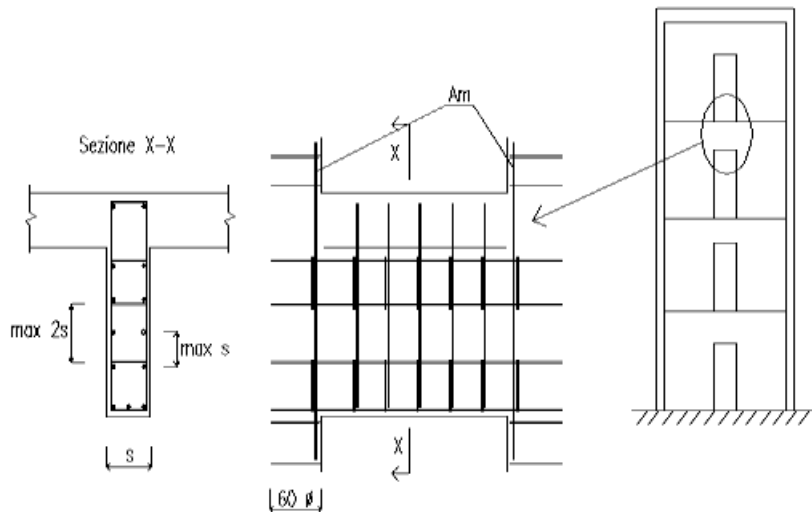


Fig. 10.22 - Armatura tipica per collegamenti tra mensole verticali (setti sottili).

Nota: poichè si può accettare una certa fragilità nei setti, possiamo anche ammettere che per sismi estremi i pannelli - architrave si lesionano gravemente annullando la loro resistenza. Le mensole verticali devono quindi resistere anche se "disaccoppiate". A questo fine è importante l'armatura verticale di bordo: Am.

SETTI PARZIALMENTE ARMATI

Sono previsti dalla normativa anche se non sono oggetto di una serie di prescrizioni specifiche. E' logico quindi assimilarli alle prescrizioni pertinenti delle strutture prefabbricate a pannelli. In sostanza: si potrebbe scendere al di sotto dell'armatura di parete minima richiamata al [Par. 10.4.1](#), per assumere come minima quella del [Par. 10.3.3](#). Si dovrebbero però porre incatenamenti come per i pannelli prefabbricati ([v. Par. 10.3.2. e 10.3.4](#)).

Restano valide tutte le altre verifiche del [Par. 10.4](#). Come già detto al [Par. 10.2.1](#), tutte queste deroghe, e la loro giustificazione tecnica, dovrebbero far parte di una dichiarazione di idoneità, prevista dalla legge sismica.

10.3. BIBLIOGRAFIA

- (1) Circolare del Min.LL.PP., 11 agosto 1969, n° 6090, Norme per la progettazione, il calcolo, l'esecuzione e il collaudo di costruzioni con strutture prefabbricate in zone asismiche e sismiche.
- (2) Angotti F., Castoldi A., Pezzoli P., Sampaolesi; "Analisi sperimentale della risposta dinamica e del comportamento sismico di un edificio prefabbricato a grandi pannelli", l'Industria Italiana del Cemento, luglio-agosto 1982.
- (3) D. Min. LL.PP., 3 dic. 1987 (Suppl. Ord. della G.U. 7.5.88 n° 106). Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle Costruzioni Prefabbricate.
- (4) FIP - CEB Model Code, Versione 1990.
- (5) Document Technique Unifié (D.T.U.) n° 23.1, Fev. 1990, Murs en béton banché, C.S.T.B., Paris, esposto e commentato da: W. Jalil in Proc. Int. Conf. Buildings with load bearing concrete walls in seismic zones, Paris, 1991.
- (6) D. Lagab, A. Chaker "Etude des périodes des Batiment controventés par voiles par essais dynamiques sous vibrations ambiantes" Proc. Int. Conf. Building with load bearing concrete walls in seismic zones, Paris, 1991.
- (7) Wallace J.W., "An evaluation of boundary confinement requirements for reinforced concrete bearing walls", Proc. Int. Conf. Building with load bearing concrete walls in seismic zones, Paris, 1991.
- (8) Norme DIN 4114 F.2, paragrafo Ri 6.4 (Lunghezza libera di aste di parete e di montanti, sbandamento fuori dal piano).
- (9) F.Naiem "Hidden zones of high stresses in seismic response of structural walls" Proc. Int. Conf. Buildings with load bearing concrete walls in Seismic zones, Paris, 1991.
- (10) Y. Bohuon "Influence de la distribution des ouvertures dans un batiment controventé par voiles" Proc. Int. Conf. Buildings with load bearing concrete walls in Seismic zones, Paris, 1991.
- (11) L. Santarella "Il Cemento Armato", ed Hoepli, 21° edizione, cap. XIII a cura di M.A. Pisani.
- (12) D. Min. LL.PP., 14 febr. 1992, di oggetto idem c.s., valido per quanto riguarda il metodo di verifica delle tensioni ammissibili.
- (13) Eurocode 8 - Parte 1 - 3 "Regole generali, criteri specifici per materiali ed elementi" Feb. 1995.
- (14) D. Min. LL.PP., 9 Gen. 1996, (Suppl. Ord. alla G.U. 5.2.96 n° 29). Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso, e per le strutture metalliche.
- (15) F. Biondini, F. Bontempi, P. Malerba "Ottimizzazione di modelli strut - and - tie nel progetto di travi alte in cemento armato", 11 Congresso CTE, Napoli 1996