

Circolare Ministero Lavori Pubblici, Pres. Cons. Sup. - Servizio Tecnico Centrale, 11 agosto 1969, n. 6090. — *Norme per la progettazione, il calcolo, la esecuzione e il collaudo di costruzioni con strutture prefabbricate in zone asismiche e sismiche*^[1]

Con circolare del servizio centrale 6 febbraio 1965, n. 1422, vennero date le istruzioni per il rilascio della dichiarazione di idoneità tecnica dei sistemi costruttivi diversi dal cemento armato e dall'acciaio ai sensi della legge 5 novembre 1964, n. 1124, e nel contempo vennero fornite le istruzioni tecniche relative alla progettazione ed alla esecuzione delle costruzioni a struttura cellulare con pannelli portanti limitatamente alle zone asismiche.

Per lo studio delle norme tecniche di progettazione, calcolo ed esecuzione di strutture prefabbricate nelle zone sismiche venne nominata con decreto interministeriale 23 luglio 1965, n. 12652, una apposita commissione, la quale ha di recente ultimato il compito assegnatole.

Detta commissione, essendo stato ampliato con decreto interministeriale 8 febbraio 1967, n. 20099, l'incarico ad essa conferito, ha ritenuto opportuno assorbire in un unico testo unitamente alle norme per le zone sismiche anche quelle per le zone asismiche, già emanate in precedenza con la citata circolare 6 febbraio 1965, n. 1422.

Il consiglio superiore dei lavori pubblici nell'assemblea generale del 23 maggio 1969 con voto n. 377 ha ritenuto meritevole di approvazione il testo di norme elaborate dalla predetta commissione.

A partire pertanto dal 1° gennaio 1970 cesseranno di aver vigore le «Istruzioni per la progettazione e l'esecuzione delle costruzioni a struttura cellulare con pannelli portanti» pubblicate con la circolare 6 febbraio 1965, n. 1422, e conseguentemente anche i certificati di idoneità e loro proroghe, rilasciati ai sensi della circolare stessa avranno validità, salvo scadenza, limitatamente al 31 dicembre 1969.

Dette istruzioni vengono a tutti gli effetti sostituite dalle «Norme per il calcolo e la costruzione di strutture a grandi pannelli» pubblicate in allegato alla presente circolare, norme che trovano applicazione nelle zone asismiche e nelle zone sismiche, osservando in queste ultime le particolari prescrizioni contenute nella legge 25 novembre 1962, n. 1684.

Affinché le ditte costruttrici e le ditte comunque interessate ad ottenere il riconoscimento della idoneità tecnica di particolari sistemi costruttivi siano poste in grado di avanzare alla presidenza del consiglio superiore le documentazioni richieste, si danno in merito le istruzioni che seguono.

La richiesta di dichiarazione di idoneità di un sistema costruttivo non tradizionale deve essere presentata alla presidenza del consiglio superiore con la seguente documentazione in duplice originale bollato:

- relazione illustrativa del sistema statico;
- disegni nella scala 1:100 e particolari in scala maggiore;
- relazione tecnica con i calcoli di stabilità, redatta da un ingegnere;
- documentazione relativa alle prove eseguite da laboratori ufficialmente riconosciuti;
- altre eventuali prove che in via preliminare potranno essere richieste dalla presidenza del consiglio superiore;
- dichiarazione in carta legale, mediante la quale la ditta richiedente attesta che nei riguardi del sistema proposto non esistano diritti di proprietà appartenenti a terzi e non esistono neppure rivendicazioni di tal genere e comunque la ditta si assume l'onere di eventuali contestazioni, rimanendo l'amministrazione sollevata ed indenne dalle relative azioni.

La dichiarazione di idoneità tecnica conterrà le condizioni, le prescrizioni ed i suggerimenti che saranno dati dal consiglio superiore, avrà una validità limitata nel tempo e prevederà controlli e collaudi delle opere.

NORME PER IL CALCOLO E LA COSTRUZIONE DI STRUTTURE A GRANDI PANNELLI

Introduzione.

Quanto segue riguarda le strutture che utilizzano, come elementi portanti, grandi pannelli prefabbricati di solaio e di parete, uniti o meno con altri elementi. Scopo della presente introduzione è di precisare le idee generali che hanno guidato la stesura della normativa e a cui conviene riferirsi nell'impostazione del progetto.

0.1. Elementi costitutivi delle strutture.

Gli elementi utilizzati nelle strutture a pannelli differiscono considerevolmente a seconda che siano destinati a svolgere funzione di muro o di solaio.

0.1.1. Elementi di solaio. — Gli elementi di solaio possono essere pannelli rettangolari di più metri di lato; possono ancora essere costituiti da elementi affiancati monodimensionali o da elementi gettati sul posto. Il materiale che svolge la funzione principale di resistenza è il calcestruzzo di cemento armato o precompresso. Si possono anche usare calcestruzzi di inerte leggero o elementi di calcestruzzo cellulare inseriti in cemento armato ordinario.

0.1.2. Elementi di parete. — Sono pannelli in cui una delle dimensioni è l'altezza di piano. L'elemento principale di resistenza è a volte il calcestruzzo armato e a volte il calcestruzzo non armato. Può trattarsi di calcestruzzo d'inerte normale, d'inerte leggero o calcestruzzo cellulare. In alcuni casi sono associati calcestruzzo normale ed altri materiali come blocchi forati.

La norma si riferisce in particolar modo a pannelli di calcestruzzo normale o alleggeriti, cioè a pannelli le cui caratteristiche possano essere univocamente riferite a quelle dei materiali costituenti.

Per pannelli di tipo diverso, pei quali, allo stato attuale delle conoscenze, possono essere date regole di progettazione, conviene riferirsi alla sperimentazione diretta su prototipi dei pannelli stessi.

0.1.3. *Pannelli multistrato*. — Si deve porre particolare attenzione al comportamento dei pannelli multistrato solitamente utilizzati come pareti perimetrali. Questi pannelli sono formati da una parete portante e da uno strato d'isolante termico, a sua volta protetto da una lastra di calcestruzzo. Una ulteriore complicazione è introdotta dai rivestimenti interno ed esterno che, quando esistono, vengono realizzati unitamente al pannello.

Le varie parti del pannello sono interessate in modo diverso dalle azioni esterne (gradiente termico, ritiri differenziali, scorrimenti viscosi) che possono compromettere la monoliticità del pannello. Fra i vari elementi costituenti si possono realizzare dei vincoli che resistano efficacemente agli sforzi elevati che si creano per le cause suddette, o, al contrario, si può cercare di conseguire la massima indipendenza possibile fra le varie parti che formano il pannello multistrato. Dato il grande divario che sussiste tra le soluzioni possibili, e dato che i fenomeni in gioco non sono ben conosciuti, non è possibile dare, su questo punto, indicazioni a carattere generale. Per le soluzioni non comprovate da sufficiente esperienza applicativa, è necessaria una sperimentazione al vero.

0.2. *Impostazione statica delle strutture*.

0.2.1. *Organizzazione generale delle strutture*. — E' necessario sottolineare la necessità inderogabile di realizzare una solidarizzazione effettiva fra i vari elementi ed escludere una organizzazione strutturale d'insieme stabilizzata soltanto dal peso. A tal fine, risulta essenziale la messa in opera d'incatenamenti in acciaio dotati di continuità meccanica che costituiscano sia una cintura perimetrale, sia un collegamento fra muri o facciate opposte e che interessino tutti i pannelli verticali. Tali disposizioni presentano inoltre il vantaggio di garantire un minimo di resistenza nei riguardi di eventi accidentali, impossibili a prevedersi in sede di progetto e, qualora tale resistenza non sia sufficiente, di limitarne le conseguenze. Poiché tuttavia tali precauzioni non possono da sole risultare sufficienti nei casi più gravi (ad esempio distruzione di un elemento principale portante) il conseguimento di un comportamento accettabile dovrà comunque ricercarsi in una adeguata organizzazione strutturale dell'insieme (disposizione e collegamento dei pannelli gli uni rispetto agli altri, atti a limitare gli effetti di eventi eccezionali, sia pure con margini di sicurezza ridotti ed in condizioni di funzionamento anormale).

In ogni caso le strutture a pannelli devono presentare un minimo di resistenza alle azioni laterali, anche se questo non è strettamente necessario per resistere ai sovraccarichi regolamentari. Nel caso di costruzioni prefabbricate tale condizione va rispettata con maggiore cura che per costruzioni realizzate con i sistemi tradizionali.

Si è così indotti ad associare gli elementi che formano gli orizzontamenti o le pareti verticali onde costituire delle strutture piane di tipo composto capaci di equilibrare forze agenti parallelamente al loro piano.

Va segnalata peraltro l'opportunità che, ad ogni livello, gli elementi di muro che assorbono i carichi verticali presentino deformabilità analoghe. Qualora elementi di muro adiacenti siano caratterizzati da deformabilità diverse, o siano sottoposti a carichi d'intensità nettamente differenti, si dovranno curare le condizioni di trasferimento del carico da un elemento all'altro.

Si dovrà inoltre evitare che gli elementi considerati come non portanti vengano messi in carico in misura apprezzabile per l'intervento di deformazioni differite nei vari elementi costitutivi dell'ossatura portante.

0.2.2. *Schema di funzionamento d'insieme*. — Lo schema statico di una struttura a grandi pannelli non differisce, in linea di principio, da quello di una struttura analoga realizzata con muri e solai gettati in sito.

I muri funzionano come elementi portanti e come controventamenti; anche i solai intervengono nel controventamento, in quanto assorbono e ripartiscono tra i muri le forze orizzontali agenti sulla costruzione.

In genere, le pareti verticali trasmettono direttamente i carichi alle fondazioni, senza che sia necessario ipotizzare per esse un funzionamento a trave o mensola verticale. Diverse circostanze strutturali (fondazioni su punti d'appoggio isolati, ecc.) o accidentali (cedimento delle fondazioni, ecc.) possono tuttavia richiedere di prevedere anche un comportamento siffatto. In genere, i metodi abitualmente seguiti per il calcolo della distribuzione generale degli sforzi in strutture costituite da muri e solai monolitici sono applicabili alle strutture a pannelli. In particolare si può ammettere che i solai siano rigidi per sollecitazioni agenti nel loro piano e privi di rigidità perpendicolarmente al loro piano.

0.3. *Condizioni di sicurezza*.

0.3.1. *Coefficiente di comportamento*. — Bisogna sottolineare che, in molti casi, per le strutture a grandi pannelli, le rotture sono di tipo fragile (rotture dei pannelli, dei giunti orizzontali e di certi giunti verticali, sfilamento degli incatenamenti di controventamento) e che l'efficacia di taluni accorgimenti può rimanere incerta. Tali motivi impongono l'adozione di margini di sicurezza più alti che per strutture tradizionali, ciò che si ottiene introducendo dei coefficienti detti "di comportamento".

0.4. *Comportamento dei muri portanti con trasmissione di carico diretto*.

0.4.1. *Impostazione generale del problema*. — In presenza di forze verticali, i pannelli di muro si comportano come elementi piani soggetti a forze agenti in un piano parallelo al loro piano medio e caratterizzate da una certa eccentricità. Si tratta dunque di una sollecitazione di presso-flessione che risente dell'inflessione laterale dei pannelli; fenomeno quest'ultimo che è spesso aggravato dallo scorrimento viscoso. A questo riguardo è essenziale la configurazione dei giunti orizzontali perché il tipo di legame che essi realizzano con il resto delle strutture influisce sul valore dei momenti da considerare agli estremi di un pannello verticale e determina il vincolo che si oppone alla rotazione delle estremità del pannello all'inizio dell'inflessione laterale. In effetti, l'esperienza dimostra che non si può scindere il comportamento del giunto orizzontale da quello delle estremità dei muri e dei solai che in esso convergono. Tale insieme viene denominato nel seguito giunzione orizzontale.

0.4.2. *Comportamento delle giunzioni orizzontali*. — Si possono adottare due schemi di comportamento per le

giunzioni orizzontali: lo schema della continuità elastica e lo schema dell'articolazione.

Si può adottare il primo schema se si suppone di giungere a rottura per fenditura longitudinale nella zona di giunto o per cedimento a con pressione del materiale del giunto stesso. Giunto e pannelli restano allora circa integri fino alla rottura, con piccole deformazioni di tipo elastico; in particolare, in tal caso, la rotazione della sezione d'estremo del pannello rispetto al solaio è trascurabile. Secondo questa ipotesi, si verificano nel pannello momenti flettenti con asse parallelo al giunto.

Per contro, per l'inflessione laterale, il pannello dovrà essere considerato come vincolato elasticamente lungo il bordo considerato.

Nel secondo schema, lo stato di rottura è raggiunto con deformazioni importanti e, in certe parti del giunto, di tipo anelastico (distacco delle facce di contatto dai vari materiali costituenti il giunto o comportamento plastico di alcune zone del giunto). In ogni caso si hanno rotazioni superiori a quelle corrispondenti al comportamento elastico del giunto. Non si considera quindi il pannello come elasticamente vincolato agli estremi e si trascurano i momenti flettenti relativi. Si ammette inoltre che la struttura non trasmetta al pannello momenti secondari tramite il giunto. In tal caso quindi tutto avviene come se si realizzasse una cerniera cilindrica lungo il bordo del pannello considerato.

Le norme di calcolo che seguono considerano esclusivamente il secondo degli schemi descritti.

0.4.3. Comportamento della zona centrale del pannello. — In tale zona si ha una sollecitazione di pressoflessione con pericolo di inflessione laterale. Le deformazioni rimangono piccole e l'elemento portante resta intatto fino a rottura.

In tutti e due gli schemi di comportamento del giunto orizzontale, la rottura del pannello è preceduta da deformazioni limitate: il comportamento del pannello resta quindi tipo elastico.

0.4.4. Carattere fragile della rottura dei muri portanti. — Conviene sottolineare che la rottura di un muro portante, sia che avvenga nella giunzione orizzontale, sia che si produca nello stesso pannello, avviene senza deformazioni importanti e quindi senza dar modo ai carichi o agli sforzi di ridistribuirsi.

Il carattere fragile delle rotture giustifica l'adozione di elevati valori del coefficiente di sicurezza.

0.5. Comportamento dei muri funzionanti da controventamento.

0.5.1. Problema generale. — Una serie di pannelli sovrapposti può essere considerata come una mensola verticale (mensola elementare), incastrata al piede rigidamente o elasticamente e capace di resistere ad azioni orizzontali complanari. Le mensole elementari affiancate possono essere associate tra loro mediante connessioni di diverso tipo per formare delle mensole complesse, la cui resistenza d'assieme sia superiore alla somma delle resistenze delle mensole elementari che le compongono.

Le mensole così associate possono essere complanari o disposte a forma di L, U, T, I, ecc.

La natura e l'efficacia dei collegamenti, il cui compito è di assicurare la trasmissione delle azioni tangenziali da una mensola elementare all'altra, dipende dalle modalità di realizzazione dei giunti verticali tra i pannelli.

0.5.2. Legame con chiavi elastiche. — Taluni tipi di giunti verticali non sono adatti a trasmettere tensioni tangenziali da pannello a pannello. Di questo tipo sono i giunti a semplice riempimento in cui non si prevedano accorgimenti particolari per trasmettere con sicurezza le azioni tangenziali. Le mensole sono allora associate solo dal legame costituito dai solai o dai giunti orizzontali; legami che introducono sui bordi delle mensole delle azioni tangenziali concentrate a livello dei solai. Chiameremo <chiavi elastiche>, questi elementi di legame tra pannelli adiacenti. In genere, lo stato limite di resistenza, delle chiavi corrisponde alla rottura per taglio del calcestruzzo (e non alla rottura del ferro d'armatura) ed è preceduto da piccolissime deformazioni. Ne segue che l'equilibrio delle mensole complesse è, in questo caso, assimilabile a quello d'una mensola monolitica a comportamento elastico. Peraltro la rottura è di tipo fragile senza possibilità di redistribuzione favorevole degli sforzi.

In certi casi lo stato limite del sistema può corrispondere alla rottura degli spigoli dei pannelli sollecitati dalla reazione della chiave. Si tratta ancora di una rottura di tipo fragile preceduta da deformazioni che restano in campo elastico.

0.5.3. Legame con giunti di semplice incatenamento. — Le superfici di contatto tra pannello e giunto verticale possono talora essere assimilate a superfici di ripresa di getto e, come tali, attraversate da armature meccaniche continue, calcolate secondo le regole delle cuciture. Dato che il ritiro tende a separare il calcestruzzo del giunto da quello del pannello, e dato soprattutto che i bordi del pannello sono lisci, non si può però ammettere che il comportamento equivalga a quello di superfici di riprese di getto convenientemente trattate. La loro resistenza massima non può cioè intervenire che a seguito di deformazioni importanti, nettamente superiori a quelle concesse dalla deformabilità delle chiavi elastiche. Il loro intervento si verifica pertanto solo in fase di rottura delle chiavi elastiche. L'incerto funzionamento di legami di questo tipo giustifica l'adozione di coefficienti di sicurezza elevati.

0.5.4. Legame con giunti organizzati. — Si è talvolta portati ad associare le mensole elementari contigue in modo da poter trasmettere importanti azioni tangenziali da mensola a mensola attraverso il giunto verticale. A tal fine si devono realizzare giunti detti .i organizzati, ciò richiede, non solo la predisposizione di una armatura di trazione, ma anche di un trattamento speciale delle superfici di contatto pannelli-giunto per evitare gli slittamenti tra pannello e giunto.

Con tali accorgimenti si possono conseguire due tipi di comportamento differenti:

1) in alcuni casi lo stato limite corrisponde alla rottura del calcestruzzo del giunto che si verifica a seguito dell'allungamento dell'acciaio: le deformazioni restano piccole fino a rottura, la mensola complessa si comporta come un elemento elastico monolitico, e la rottura è di tipo fragile;

2) in altri casi, lo stato limite corrisponde allo slittamento relativo dei pannelli, parallelamente ai loro bordi verticali. Le deformazioni assumono allora un ordine di grandezza tale da conferire alla mensola composta un

comportamento di tipo plastico, benché le deformazioni nei singoli pannelli sollecitati nel loro piano rimangono elastiche. Il sistema può allora essere assimilato ad un insieme di pannelli rigidi, uniti da giunti deformabili e gli stati limite di resistenza corrispondono alla plastificazione del giunto.

Se si scelgono i coefficienti di sicurezza del pannello e del giunto in modo tale che, per gli stati limite di resistenza, i pannelli si possono considerare come elementi rigidi e i giunti come elementi plastici, il sistema meccanico di controventamento della costruzione è assimilabile, nei suoi stati limite di resistenza, a un sistema « rigido-plastico » nel senso della teoria della plasticità. In tal caso è possibile semplificare il calcolo del controventamento. Applicando il teorema generale del « limite inferiore », si può infatti sostituire al campo di tensioni reali, un campo di tensioni staticamente ammissibili corrispondente alle condizioni di lavoro più sfavorevoli.

0.6. *Trasmissione indiretta di carichi alle fondazioni.*

Può accadere che, per assestamenti differenziali del suolo, per disuguaglianza dei carichi agenti sui vari elementi di muro, per differenze esistenti fra i materiali costituenti i vari muri portanti, tutto o parte del carico agente su una fila di pannelli superiore si trasferisca sulle file adiacenti, invece di riportarsi direttamente sulla fondazione. Compaiono così nei muri verticali azioni taglianti e momenti flettenti con asse perpendicolare al loro piano. Lo schema di funzionamento delle strutture piane composte sottoposte a tali azioni è simile, in linea di principio, a quello ammesso per il controventamento; la trasmissione degli sforzi attraverso i giunti orizzontali e verticali si presenta nello stesso modo; i momenti flettenti sono equilibrati in maniera analoga, con la differenza però che la flessione determina sempre la presenza di zone tese e che le azioni di trazione da equilibrare sono orizzontali e non verticali.

Le indicazioni date in tema di controventamento sono dunque valide anche per la trattazione dei problemi posti dalla trasmissione di forze in linea indiretta alla fondazione. Si deve però fare particolarmente attenzione al comportamento di taluni elementi (travi parete o mensole tozze) ai quali non sono applicabili i metodi usuali della scienza delle costruzioni.

0.7. *Elenco dei principali simboli.*

Nella stesura dell'attuale normativa ci si è attenuti alla simbologia del C.E.B. (Comité Européen du Béton).

Simboli.

N carico assiale per unità di lunghezza

T taglio per unità di lunghezza

N_u carico assiale di rottura effettivo per unità di lunghezza

N_o carico di rottura per unità di lunghezza a compressione assiale pura

γ coefficiente di sicurezza

σ sollecitazione normale di trazione

σ' sollecitazione normale di compressione

τ sollecitazione tangenziale

$\bar{\sigma}, \bar{\tau}$ la sopralineatura indica: sollecitazione ammissibile

R'_{bk28} resistenza caratteristica a compressione su cubo del calcestruzzo a 28 giorni

R_{bk28} resistenza caratteristica a trazione pura del calcestruzzo a 28 giorni

l altezza del pannello

l_f lunghezza libera d'inflessione

$\bar{\lambda}$ snellezza ridotta

b larghezza del pannello

s spessore del pannello

e eccentricità dello sforzo normale

E'_b modulo di elasticità del calcestruzzo per carichi istantanei

β coefficiente che tiene conto dello scorrimento viscoso del calcestruzzo

k coefficiente utilizzato per valutare la lunghezza libera d'inflessione a seconda delle condizioni di vincolo ai bordi del pannello

ζ coefficiente di « efficienza » della giunzione orizzontale

ϕ coefficiente correttore per carico di punta

ξ rapporto carico permanente / carico totale

α parametro per la verifica al carico di punta

Nota. — Il testo che segue, suddiviso in *istruzioni* e *commenti* (questi ultimi contrassegnati con la stessa numerazione decimale delle corrispondenti istruzioni, preceduta dalla lettera C) si ispira alle « Raccomandazioni internazionali per il calcolo e l'esecuzione delle costruzioni realizzate mediante associazione di grandi pannelli » emanate congiuntamente dal Comité Européen du Béton, dal Conseil International du Bâtiment e dall'Union Européenne pour l'Agrément Technique de la Construction. A tali raccomandazioni ed ai relativi allegati I, II, III, IV, converrà riportarsi qualora sorgesse qualche dubbio nell'interpretazione delle presenti prescrizioni di carattere più succinto.

Nell'attuale stesura, fondata sul tradizionale concetto delle tensioni ammissibili, si sono introdotti coefficienti di sicurezza praticamente equivalenti a quelli cui conduce, nelle raccomandazioni internazionali, la verifica agli stati limite.

Le indicazioni riportate in commento vanno intese quali chiarimenti ed esemplificazioni delle prescrizioni contenute nelle istruzioni vere e proprie.

CAPITOLO I

1.1. *Regole generali.*

1.1.0. *Premessa.* — La progettazione e l'esecuzione di costruzioni cellulari a pannelli portanti richiedono conoscenza ed esperienza profonda del sistema costruttivo impiegato. Occorre inoltre una stretta collaborazione fra il progettista e i responsabili della messa a punto di tutti i dettagli inerenti al processo di fabbricazione, trasporto e montaggio degli elementi. Le imprese costruttrici dovranno essere iscritte nella specializzazione corrispondente all'albo nazionale dei costruttori.

1.1.1. *Campo di validità.* — Le presenti norme si applicano alle strutture formate mediante associazione di grandi pannelli orizzontali (solai) e verticali (muri) e di elementi strutturali lineari (travi e pilastri). Per "grande pannello verticale" si intende un pannello verticale dell'altezza di un piano e la cui larghezza è superiore ad un metro. Tutti gli elementi strutturali considerati rispondono alle seguenti caratteristiche:

1) il materiale cui è affidata l'azione di resistenza è calcestruzzo di inerte normale o di inerte leggero, armato e non. Per i pannelli solaio il materiale resistente è normalmente il calcestruzzo armato. Il pannello può anche essere precompresso. In tal caso, oltre alle regole date nella presente normativa, valgono le regole fissate nella normativa specifica;

2) i giunti sono realizzati con calcestruzzo o malta gettati sul posto, eventualmente con l'incorporo di armature metalliche;

3) le strutture considerate possono prevedere il getto in opera di pannelli o di elementi lineari (travi o pilastri); i solai possono essere composti anche da elementi monodimensionali associati tra loro onde garantire un funzionamento a trave parete orizzontale;

4) il controventamento è assicurato da serie di pannelli verticali sovrapposti o da lastre di calcestruzzo gettate sul posto, orientate almeno secondo due direzioni distinte.

C.1.1.1. *Campo di validità.*

4) I pannelli verticali possono essere vincolati meccanicamente tra loro per realizzare strutture formanti uno o più diedri (forme a L, U, I, ecc.).

1.1.2. *Pannelli alleggeriti o misti.* — Si potranno adottare soluzioni in cui la funzione portante sia svolta anche da pannelli alleggeriti o misti. In tal caso, la resistenza dovrà essere valutata preventivamente su elementi al vero di altezza pari a quella dei piani e con larghezza minima di un metro, soggetti a carico agente nella zona di effettivo appoggio. Le prove dovranno essere tali da fornire indicazioni sulla variazione della resistenza in funzione della eccentricità. Tali prove preliminari, da eseguirsi a cura di laboratori ufficiali, dovranno inoltre essere programmate in modo da permettere la rilevazione della correlazione fra lievi variazioni della resistenza dei materiali, nonché delle dimensioni degli elementi, e la capacità portante del pannello.

Entro limiti di applicabilità, da definirsi sulla base delle sperimentazioni predette, potranno essere istituite formule di correlazione che consentano di desumere la resistenza di pannelli costituiti con elementi leggermente diversi, per qualità dei materiali e dimensioni.

1.2. *Impostazione del progetto.*

1.2.1. *Ipotesi di carico.* — Tutte le strutture e tutti gli elementi di struttura devono essere progettati e calcolati in modo da garantire la resistenza alle diverse sollecitazioni, ed in particolare:

- carichi permanenti;
- sovraccarichi d'esercizio fissi e mobili;
- azioni climatiche;
- effetti del ritiro, della viscosità, delle variazioni di temperatura;
- cedimenti degli appoggi;
- azioni sismiche (ove prescritto).

Indipendentemente dalle norme di calcolo riportate nei successivi capitoli, le strutture devono rispettare le seguenti regole di carattere generale.

C.1.2.1. *Ipotesi di carico.* — Il particolare comportamento delle costruzioni a pannelli e degli elementi che le compongono esalta l'influenza di talune sollecitazioni quali, ad esempio:

- gli effetti differenziali termici e igrometrici (che possono provocare la disorganizzazione dei pannelli composti);
- i cedimenti delle fondazioni (che danno luogo a forti tensioni nei giunti); le forze orizzontali di entità difficilmente prevedibile (urti, scoppi, ecc.).

1.2.2. *Fondazioni e infrastrutture.* — Le fondazioni a pannelli possono essere sia di tipo diretto (platea o travi continue), che indiretto (su pali o pozzi).

L'infrastruttura di un edificio o della porzione di edificio compreso fra due giunti di dilatazione, cioè il complesso costituito da fondazioni e sovrastrutture, deve costituire un unico reticolo a due dimensioni ed offrire una rigidità sufficiente, tenuto conto della proprietà del suolo e del sistema di fondazione, e ciò in tutte le fasi della costruzione. Ciò vale, in particolare, per la fase di montaggio, nel corso della quale il materiale dei giunti non ha raggiunta una resistenza sufficiente a garantire la solidarietà tra i vari pannelli. Quando si temono cedimenti di appoggio in conseguenza di movimenti del terreno, è opportuno prevedere giunti che taglino anche la fondazione.

C 1.2.2. *Fondazioni e infrastrutture.* — A tal riguardo si deve ricordare che le strutture a grandi pannelli sono, per

loro natura, molto rigide, e perciò incapaci di seguire importanti assestamenti differenziali del suolo. In presenza di terreni fortemente cedevoli, ed in particolare in zona sismica, sono consigliabili strutture di fondazione di notevole rigidità e giunti ravvicinati in modo da limitare gli effetti della non uniforme distribuzione della reazione di sottofondo.

1.2.3. *Giunti di dilatazione.* — Agli effetti delle variazioni termiche ed igrometriche, dovranno essere previsti giunti di dilatazione a distanza non superiore a 35 metri.

C.1.2.3. *Giunti di dilatazione.* — Si ammette che la distanza fra giunti di dilatazione possa variare da 25 a 50 metri, a seconda dell'umidità ambientale e dell'entità degli sbalzi termici. Il valore indicato in 1.2.3 è valido per zone caratterizzate da un clima temperato con moderate variazioni termo-igrometriche.

1.2.4. *Estensione del campo di applicazione.* — L'applicazione delle presenti norme può essere estesa con convenienti adattamenti a:

- 1) strutture che prevedano l'impiego di pannelli di calcestruzzo alleggerito o espanso;
- 2) strutture che prevedano l'impiego di pannelli misti di calcestruzzo e laterizio in cui siano attribuite funzioni portanti agli elementi ceramici;
- 3) strutture la cui resistenza alle azioni orizzontali sia affidata, oltre che ai pannelli, a telai in cemento armato.

1.2.5. *Pannelli.*

1) *Resistenza durante la produzione, il trasporto e il montaggio dei pannelli.* La resistenza dei pannelli e la loro stabilità dimensionale devono essere assicurate per tutte le condizioni di carico previste o prevedibili durante le varie operazioni di produzione, trasporto, montaggio e nelle varie posizioni che può occupare il pezzo in rapporto ai suoi modi di appoggio o di sospensione. I tassi di lavoro devono essere fissati caso per caso in relazione alle norme sulla sicurezza dei cantieri e allo sfrido accettato.

2) *Armatura d'insieme delle parti Portanti.* Quando la resistenza del pannello non richiede una armatura verticale di compressione o di trazione, è preferibile evitare di disporre nel pannello armature verticali. Ciò per evitare l'eventuale affioramento di ferro sulla superficie, nonché il distacco del calcestruzzo provocato dall'inflessione laterale delle barre presso-inflesse; le armature necessarie per lo sforno e il trasporto del pannello devono essere disposte il più lontano possibile dalle superfici esterne.

Quando necessita una armatura verticale, sia per la resistenza e compressione del pannello, sia per la resistenza d'insieme della struttura (a trazione), tali armature devono essere messe in opera con legamenti trasversali appropriati onde evitarne la inflessione laterale. Si applicano in proposito le vigenti norme sul cemento armato.

3) *Incorniciatura delle aperture.* Converrà disporre agli angoli delle aperture acconce armature che si oppongano alla eventuale formazione di lesioni.

4) *Lastre di facciata.* Le lastre di facciata devono comportare delle armature di superficie destinate a contrastare gli effetti del ritiro e degli sbalzi termici. Tali ferri verranno disposti il più vicino possibile alla faccia esterna, compatibilmente con la conservazione nel tempo dell'armatura stessa.

E' fissata una sezione minima in ogni direzione di 0,8 centimetri quadri il metro, con spaziatura massima delle barre di 10 centimetri.

La lastra di facciata deve avere spessore utile minimo di 5 centimetri (per spessore utile s'intende quello del solo calcestruzzo, esclusi i rivestimenti, rilievi o basso-fondi).

C.1.2.5. *Pannelli.*

1) *Resistenza durante la produzione, il trasporto e il montaggio dei pannelli.* Le verifiche relative alle fasi di produzione e montaggio devono riferirsi alle resistenze raggiunte all'atto delle singole operazioni.

Si dovrà curare in ogni caso che gli sforzi di sollevamento non provochino danneggiamenti in prossimità dei loro punti di applicazione. Per pannelli di grandi dimensioni, si dovranno talvolta adottare attrezzature particolari di sollevamento e di irrigidimento ad evitare svergolamenti o sollecitazioni parassite.

4) *Lastre di facciata.* Nei pannelli multistrato gli effetti differenziali termoigrometrici possono provocare tensioni di notevole entità. Analoghi fenomeni possono insorgere per la diversa entità che le deformazioni viscosse assumono nelle parti portanti e nelle parti scariche. Si ha quindi interesse ad evitare i collegamenti rigidi.

1.2.6. *Cordoli entro giunti orizzontali e incatenamenti annegati.* — Nello spessore di ogni solaio o in prossimità dello stesso bisognerà prevedere, in direzione longitudinale e trasversale, degli incatenamenti, costituiti da armature in acciaio la cui continuità meccanica sia garantita mediante saldatura o ricoprimento dei ferri.

Gli incatenamenti saranno sia perimetrali, sia interni e dovranno collegare tra loro e ai solai le facciate o i muri opposti (i pannelli del giunto di dilatazione sono considerati muri periferici), interessando tutti i pannelli verticali portanti ad essi ortogonali, sia interni che esterni, al loro lembo superiore. Agli angoli esterni degli edifici tali collegamenti dovranno interessare i pannelli verticali, sia al lembo superiore che al lembo inferiore. In zona sismica tale ultima norma dovrà essere estesa a tutti i pannelli.

Le soluzioni adottate devono essere tali che non si abbiano in nessun caso collegamenti di tipo fragile (ad esempio, senza armatura metallica). La continuità meccanica deve anche realizzarsi fra catene ortogonali.

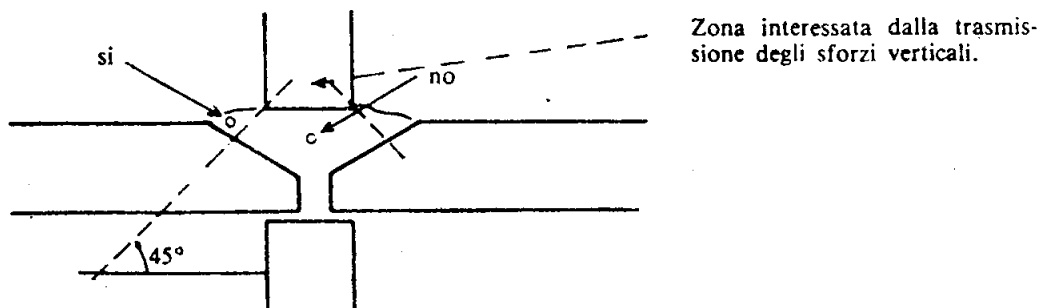
1) *Sezione dei cordoli.* Se l'incatenamento è disposto in un giunto orizzontale, la forma della sezione corrente deve essere tale da permettere un facile riempimento del giunto ed un facile controllo dell'operazione. La sezione corrente deve avere spessore prossimo a quello del solaio e larghezza almeno di 8 centimetri. Le dimensioni devono inoltre sempre consentire la posa corretta dell'armatura.

2) *Armatura dei cordoli o catene perimetrali.* La sezione totale di armatura longitudinale per l'altezza di un piano sarà di almeno 3 centimetri quadri (4 centimetri quadri in zona sismica), di acciaio ad alto limite elastico. In zona non sismica la sezione può eventualmente essere ripartita su tutta l'altezza del piano anziché concentrata a livello

del solaio. Le armature devono sempre essere disposte in corrispondenza della parte portante delle pareti verticali.

3) *Armatura dei cordoli o catene interni.* La sezione totale delle armature dei cordoli o catene interni, destinati a vincolare tra loro due muri esterni opposti, dovrà essere tale da equilibrare uno sforzo di trazione pari all'1 per cento dell'azione assiale agente a quel piano sui corrispondenti pannelli perimetrali, con un minimo di 500 chilogrammi per metro di parte esterna. Questa sezione può essere concentrata in corrispondenza dei muri o ripartita nei solai.

4) *Passaggio delle canalizzazioni (per impianti elettrici, riscaldamento, ecc.).* E' proibito far passare canalizzazioni longitudinali di ogni tipo, nella parte del giunto che serve alla trasmissione degli sforzi verticali per lunghezze che possano compromettere la stabilità del pannello.



C.1.2.6. *Cordoli entro giunti orizzontali e incatenamenti annegati.* — Tali termini designano sia gli elementi metallici (tiranti annegati) che collegano vari elementi strutturali, sia i « cordoli » nei quali l'armatura metallica è avvolta entro calcestruzzo gettato in sito.

Le prescrizioni di cui al punto 1.2.6. tendono a soddisfare le norme generali di cui al punto 0.2.1.

3) *Armature dei cordoli o catene interni.* Le prescrizioni relative all'armatura dei cordoli o catene interni sono destinate, fra l'altro, a costituire tirante in presenza di eventuali eccentricità di posa dei pannelli verticali portanti.

CAPITOLO II: GENERALITÀ SULLE CONDIZIONI DI SICUREZZA

2.1. 1 dati di base e determinazione dei coefficienti di sicurezza.

2.1.1. Qualità dei materiali

1) *Acciaio.* Vale quanto specificato nel vigente regolamento sul cemento armato e circolari integrative.

2) *Calcestruzzo di inerti pesanti.* Vale quanto specificato nel vigente regolamento sul cemento armato.

3) *Calcestruzzo di inerti leggeri.* Volendo usare calcestruzzo di inerti leggeri, è necessario prevedere un ciclo di prove di laboratorio onde accertarne le effettive e garantite caratteristiche, con particolare riguardo a:

— resistenze meccaniche;

— diagramma sforzi-deformazioni.

4) *Materiali per giunti.* Si usano: malta di cemento, calcestruzzo con inerte fine o calcestruzzo normale. Anche per questi materiali valgono le vigenti norme sul cemento armato.

2.1.2. *Carichi e sovraccarichi.* — Vale quanto indicato nella tabella CNR/UNI 10012 (pesi propri, sovraccarichi normali, neve, vento).

Nell'ambito delle presenti norme, non deve peraltro contemplarsi l'aumento delle tensioni ammissibili previste dalle citate tabelle per la condizione di carico II (carichi principali e complementari).

Per quanto riguarda le azioni orizzontali, ove non si conduca altra verifica più cautelativa, si deve considerare, applicata nel centro di gravità di ogni pannello, diretta in qualunque direzione nel piano orizzontale, una azione almeno pari all'1 per cento del peso proprio del pannello.

Per i sovraccarichi di natura sismica, vale la normativa vigente. Tali sovraccarichi sono considerati di tipo eccezionale.

Per limitare gli effetti di eventi accidentali, i collegamenti superiori ed inferiori tra pannelli verticali e solai devono essere verificati ammettendo che in un vano si determini lungo i perimetri superiore ed inferiore una azione orizzontale pari a 750 chilogrammi per metro.

Nel computo si potrà tener conto dell'attrito, sia pure con criteri cautelativi.

C.2.1.2. *Carichi e sovraccarichi.* — Le prescrizioni di cui al punto 2.1.2 hanno anche lo scopo di evitare spostamenti dei bordi orizzontali dei pannelli rispetto ai solai, provocati da fenomeni termici o azioni laterali; ciò vale in particolare per i « pannelli di facciata. Al lembo inferiore dei pannelli dei piani bassi il fissaggio è normalmente assicurato dall'attrito che si potrà cautelativamente calcolare, con coefficienti dell'ordine di 0,50 nei giunti in calcestruzzo; 0,30 nei giunti in malta. Se l'attrito è insufficiente, si devono prevedere dispositivi adeguati di tipo non fragile. Tutti i collegamenti devono essere sempre studiati con cura e ben distribuiti ai bordi dei pannelli.

2.1.3. Coefficienti di sicurezza per pareti e giunti - Criteri generali.

I coefficienti di sicurezza coprono le incertezze di qualsiasi origine:

dispersioni delle resistenze e delle intensità delle sollecitazioni, incertezze esecutive di calcolo (vedi CNR/UNI 10012 - 1967).

Calcestruzzo. La classe di un conglomerato viene individuata tramite la sua resistenza caratteristica R'_{bk} a 28 giorni stabilita secondo le norme vigenti per il conglomerato cementizio armato.

A tali resistenze si applicano i seguenti valori del coefficiente di sicurezza γ .

	Condizioni di carico normali	Condizioni di carico eccezionali
— pannelli parete: gettati in Sito prefabbricati	3,2 3	2,2 2
— giunti ortzzontali: compattamento a mano compattamento meccanico	3,5 3,2	2,4 2,2
— giunti verticali di Semplice incatenamento a doppia gola di Semplice incatenamento di altra forma organizzati a comportamento fragile e chiavi elastiche organizzati a comportamento elastoplastico	5 7 3,2 3	3,6 4,8 2,2 2

Si avranno quindi le seguenti tensioni ammissibili a compressione:

$$\overline{\sigma}_b = \frac{R'_{bk28}}{\gamma}$$

a trazione e taglio puro:

$$\overline{\sigma}_b = \frac{R_{bk28}}{\sigma_b}$$

ove, in mancanza di misura diretta, si può porre':

$$R_{bk28} = 7 + 6 \frac{R'_{bk28}}{100}$$

Si ricorda che taluni trattamenti termici danno luogo ad una perdita di resistenza che può variare dal 15 al 25 per cento a seconda della composizione del calcestruzzo, della qualità del legante e del tipo di trattamento. La correlazione fra resistenza del calcestruzzo trattato e quella del calcestruzzo non trattato deve in questi casi desumersi dall'esperienza.

Per l'aderenza acciaio calcestruzzo, e in condizioni di carico normali, valgono le seguenti tensioni ammissibili espresse in chilogrammi per centimetro quadro.

Tipo di armatura	Classe del conglomerato			
	R130	R 200	R 300	R 400
Barre in tondo liscio	4	6	7	8
Barre ad aderenza migliorata	8	10	12	16

Per giunti di semplice incatenamento a doppia gola, i valori suddetti vengono ridotti del 50 per cento; per altri tipi di giunti a semplice incatenamento, si applica una riduzione del 60 per cento.

Per condizioni di carico eccezionali, i suddetti valori delle tensioni ammissibili di aderenza vengono innalzati del 30 per cento.

Acciaio. Per condizioni di carico normali, valgono le vigenti norme sul cemento armato. Per condizioni di carico eccezionali le tensioni ammissibili vengono innalzate del 30 per cento. Nei giunti a semplice incatenamento a

doppia gola le tensioni ammissibili sono ridotte del 50 per cento; per gli altri tipi di giunti a semplice incatenamento si applica una riduzione del 60 per cento.

A tutte le tensioni ammissibili (calcestruzzo, acciaio, aderenza), dovranno essere comparate le sollecitazioni calcolate con i normali metodi della scienza delle costruzioni o secondo le indicazioni date più avanti.

C.2.1.3. Calcestruzzo. — In attesa della emanazione di norme sul cemento armato recanti prescrizioni per le definizioni della resistenza caratteristica del calcestruzzo valgono le indicazioni di cui all'Allegato II al presente documento.

Si terrà inoltre presente che il controllo della resistenza di pannelli trattati a caldo mediante cubi esposti allo stesso trattamento non dà piena garanzia in quanto cubi e pannelli non presentano lo stesso rapporto superficie-volume e non sono esposti al calore in identiche condizioni. Anche in questo caso i rapporti di resistenza dovranno pertanto desumersi per via sperimentale.

2.2. Prescrizioni particolari per solai.

Vale quanto specificato nel regolamento del cemento armato, oltre a quanto precisato nel seguito. Per carichi eccezionali, le tensioni ammissibili vengono maggiorate del 30 per cento.

2.2.1. I solai prefabbricati.

1) **Condizioni d'appoggio.** Se gli elementi di un solaio prefabbricato (lastre o travi) non hanno armature inferiori sporgenti, la profondità d'appoggio deve essere tale da soddisfare le condizioni di resistenza delle estremità. Se vi è una armatura inferiore sporgente, la lunghezza d'appoggio può essere ridotta al minimo imposto dalle condizioni di resistenza a compressione delle bielle di calcestruzzo ma le dimensioni del giunto e la lunghezza dei ferri d'attesa emergenti dal pannello devono garantire condizioni d'appoggio corretto.

La lunghezza d'appoggio non deve comunque risultare inferiore a 4 centimetri.

2) **Continuità.** Se gli elementi comportano armature superiori che sporgano per una lunghezza sufficiente, e se il giunto ha dimensioni tali da garantire una trasmissione corretta degli sforzi fra i ferri degli elementi affiancati, o infine se la giunzione è assicurata mediante saldatura, si può ammettere che vi sia continuità per i sovraccarichi o per i carichi permanenti applicati dopo il getto e l'indurimento del giunto.

I giunti tra pannelli di solai situati in zone visibili devono essere realizzati in modo da evitare la disuguaglianza delle frecce dei bordi liberi dei pannelli.

C.2.2. 1. Solai prefabbricati.

1) **Condizioni d'appoggio.** La resistenza delle estremità di elementi prefabbricati privi di armature inferiori sporgenti riguarda:

— la sezione e le condizioni di ancoraggio delle armature longitudinali inferiori;

— l'ancoraggio di eventuali armature rialzate.

2) **Continuità.** Se non si prevedono armature di continuità è opportuno predisporre delle mascherature che nascondono le lesioni di scollamento dovute alla rotazione delle estremità dei solai.

Nella sezione di appoggio, è comunque consigliabile disporre sempre armature superiori onde contrastare la formazione nel solaio di fessure indotte da momenti negativi che il vincolo costituito dai pannelli verticali sovrapposti può far nascere in presenza dei carichi accidentali e di deformazioni ritardate.

Per assicurare l'eguaglianza delle frecce si possono prevedere chiavelle longitudinali in calcestruzzo gettate in sito entro appositi incassi.

2.3. Funzione di controventamento.

2.3.1. Valutazione degli sforzi.

Le azioni orizzontali che si esercitano sui solai (vento, terremoti, ecc.) possono essere calcolate con i metodi semplificati abituali, considerando gli orizzontamenti rigidi nel loro piano e infinitamente flessibili in direzione ortogonale. Ogni impalcato equilibra le forze ad esso direttamente applicate e le forze applicate al semipiano superiore ed al semipiano inferiore.

C.2.3.1. Valutazione degli sforzi.

Per fabbricati di altezza superiore a 60 70 metri è opportuno ricorrere a metodi di calcolo accurati che tengano in conto la rigidezza torsionale degli elementi di controvento.

2.3.2. Resistenze.

Qualora sia necessario giustificare la resistenza dei solai alle forze orizzontali, si ammetterà che essa sia assicurata mediante assorbimento degli sforzi di compressione e taglio da parte degli elementi attivi in calcestruzzo delineati dalla fessurazione delle zone tese e riporto degli sforzi di trazione su apposite armature adeguatamente ancorate.

C.2.3.2. Resistenze.

In zona fortemente sismica, per sopperire ad una eventuale deficienza di resistenza al taglio, sarà talvolta necessario realizzare dei giunti organizzati fra pannelli adiacenti e fra pannelli e giunzioni orizzontali. Si opererà allora come nei giunti verticali organizzati.

2.4. Incatenamenti.

Gli incatenamenti devono essere capaci di svolgere le seguenti funzioni:

1) equilibrare le azioni orizzontali provenienti direttamente dai pannelli (vento e terremoto);

- 2) equilibrare le azioni di trazione sviluppate dai solai nel funzionamento "a trave" di controvento;
- 3) equilibrare le forze determinate da errori di posa dei pannelli portanti periferici o da difettosa conformazione del giunto;
- 4) equilibrare, se necessario, le componenti orizzontali degli sforzi diagonali dei pannelli di muro tesi per l'effetto di forze laterali (cfr. All. I) e riportare sul bordo al vento delle mensole di controventamento le reazioni orizzontali dei solai;
- 5) equilibrare gli sforzi di trazione che si sviluppano nei muri in caso di cedimento degli appoggi;
- 6) contribuire a ridurre le conseguenze di eventi eccezionali ed impedire la propagazione a catena di collassi accidentali localizzati.

2.5. Muri portanti.

2.5.1. Vincoli sul bordo del pannello.

1) *Vincolo sui bordi verticali.* Si dice che un pannello è vincolato lungo un bordo verticale quando è legato, lungo questo bordo, ad un altro elemento (muro o irrigidimento) capace di opporsi agli spostamenti del bordo perpendicolarmente al piano del pannello.

Affinché il vincolo possa essere considerato effettivo, è necessario che il pannello di irrigidimento sia disposto normalmente al primo e che abbia una larghezza superiore o uguale ad un quarto dell'altezza.

Un pannello vincolato lungo un bordo verticale deve essere considerato come incernierato lungo quel bordo.

Il vincolo può essere ottenuto, sia disponendo nel giunto una acconcia armatura, sia con opportuna disposizione reciproca dei pannelli stessi.

E' tollerato un fuori piano di 15° per il pannello di ritegno, rispetto al piano normale al pannello vincolato.

2) *Vincoli sui bordi orizzontali.* Per quanto attiene al giunto orizzontale fra pannello e solaio, si possono ipotizzare i seguenti comportamenti:

— comportamento di tipo anelastico con formazione di una cerniera lungo il bordo del pannello considerato. Tale ipotesi, e le conseguenze che essa comporta circa lo schema di calcolo dell'insieme della struttura, possono essere ritenute valide in tutti i casi. Esse sono obbligatorie per costruzioni in zona sismica.

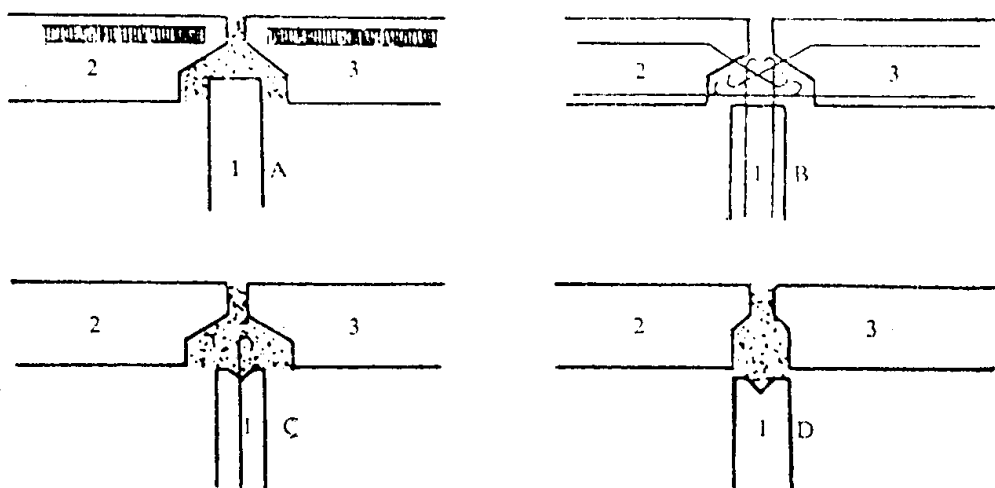
Si nota che la cerniera non è necessariamente centrata sul pannello e può quindi dar luogo alla presenza di un momento al bordo del pannello;

— comportamento elastico, il quale implica continuità fra solai e muri. Per l'adozione di tale ipotesi occorre giustificare la validità sia mediante calcolo, sia sperimentalmente.

In ogni caso l'ipotesi della continuità richiede la presenza di una adeguata armatura passante.

C.2.5.1. Vincoli sul bordo del pannello.

Tali vincoli determinano le condizioni di stabilità di forma del pannello intervenendo nel calcolo delle eccentricità e della lunghezza libera d'inflessione del pannello.



Nell'esempio « A » (senza armature) il pannello 1 può considerarsi vincolato, i pannelli 2 e 3 liberi (almeno per le deformazioni verso l'esterno).

Nell'esempio « B » 1, 2 e 3 sono vincolati (legamento valido per zona sismica); in « C » 1 è vincolato (2 e 3 liberi), in « D » 1, 2 e 3 sono liberi.

Quando un pannello comporta una apertura (finestra o porta) ogni spalla deve essere considerata come un pannello elementare (libero lungo l'apertura).

2.6. Stabilità d'insieme in presenza di eventi accidentali.

La scelta dello schema strutturale deve rispondere alle esigenze illustrate in 0.2.1. A tal fine si può operare imponendo che l'intera struttura, ed in particolare i collegamenti, siano in grado di resistere agli eventi accidentali la cui presa in conto sia prescritta dalla normativa vigente e dai capitolati. La struttura deve comunque essere organizzata in modo da evitare che la distribuzione eventuale di un elemento principale portante delle dimensioni di un vano in un alloggio possa comportare un collasso a catena, garantendo pertanto la possibilità di una

ridistribuzione dei carichi tra gli elementi residui, sia pure a prezzo di dissesti locali.

C.2.6. Stabilità d'insieme in presenza di eventi accidentali.

Gli eventi accidentali cui si fa cenno riguardano sollecitazioni per le quali allo stato attuale delle conoscenze, non è possibile formulare prescrizioni quantitative (ad esempio: esplosioni, urti di veicoli, ecc.) ed esulano da quelli ipotizzati in 2.1.2. ai soli fini di garantire una adeguata solidarietà tra le parti non interessate dall'evento stesso.

Si può ad esempio immaginare che in un alloggio venga asportato o distrutto un qualsiasi pannello avente le dimensioni di un vano ed imporre che il sistema formato dai rimanenti pannelli e solai, nonché dai relativi incatenamenti, possa costituire una seconda linea di resistenza. Si giunge così a concepire un nuovo equilibrio, eventualmente riferito a ciascun livello considerato a sé stante, facendo appello ai collegamenti di tutti i tipi esistenti fra pannelli e incatenamenti, a trasmissioni diagonali di sforzi nell'interno dei pannelli, alla resistenza di lastre parzialmente appoggiate, ai vincoli di sospensione verticale, alla continuità fra solai, al comportamento membranale reso possibile da grandi deformazioni dei solai, ecc. tale equilibrio assume ovviamente carattere del tutto eccezionale ed ha soltanto lo scopo di evitare il collasso generale della costruzione.

Nelle verifiche statiche attinenti a tale funzionamento, si potranno adottare coefficienti di sicurezza dell'ordine di 1,1 nei riguardi dello snervamento dell'acciaio dell'ordine di 1,20 nei riguardi della resistenza del calcestruzzo e di quella degli ancoraggi quest'ultima desunta per via sperimentale; ciò in assenza di altre azioni orizzontali concomitanti dovute al vento o ai sismi e con carichi accidentali sui solai al 50 per cento di quelli massimi.

I concetti di cui al punto 2.6. implicano che gli effetti di trascinamento o gli assestamenti necessari per conseguire un nuovo assetto statico possano provocare dislocazioni nei pannelli o solai immediatamente adiacenti a quelli distrutti, pur rimanendo salvo il concetto che l'evento non possa provocare un collasso a catena.

Una sostanziale riduzione dei rischi inerenti alle esplosioni si può conseguire agendo sugli impianti tecnici di distribuzione del gas e di ventilazione.

CAPITOLO III: VERIFICA AI CARICHI VERTICALI

3.1. Elementi da verificare.

Le operazioni di verifica di resistenza ai carichi verticali comportano:

- la verifica della resistenza dei pannelli e della loro stabilità di forma;
- la verifica della resistenza delle giunzioni orizzontali.

Per quanto riguarda i pannelli, si verificheranno più precisamente:

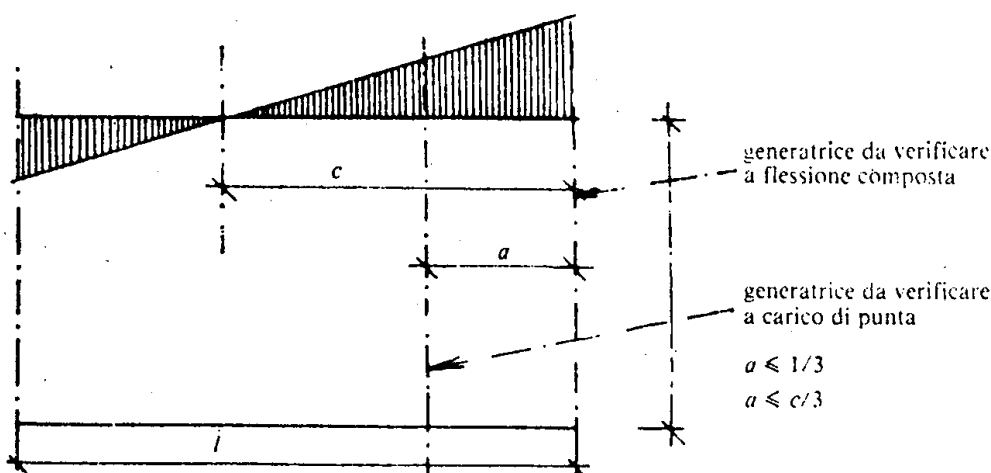
- la resistenza della sezione orizzontale corrente alla flessione composta, tenuto conto del rischio della inflessione laterale aggravata dalla viscosità del conglomerato;
- la resistenza locale ai carichi concentrati.

Quando lo sforzo verticale non è distribuito uniformemente lungo il pannello, la prima verifica elencata deve effettuarsi come segue:

- 1) in corrispondenza del bordo libero (se si tratta di un pannello con un solo bordo verticale vincolato);
- 2) lungo la generatrice a metà della larghezza del pannello (se si tratta di un pannello vincolato su entrambi i bordi verticali);
- 3) lungo la generatrice situata ad una distanza dal bordo più compresso del pannello eguale al minore fra i due valori seguenti:
 - $1/3$ dell'altezza del pannello;
 - $1/3$ della larghezza della zona compressa, per pannelli con entrambi i bordi verticali liberi.

Dovrà inoltre essere verificata in ogni caso alla sola flessione composta, la generatrice più compressa (vedi figura).

C.3.1. Elementi da verificare.



3.2. Calcolo e sperimentazione.

Le verifiche richieste possono essere sia sperimentali che teoriche.

Per i giunti orizzontali, la verifica teorica potrà essere ammessa solo nei casi specificati nelle presenti norme.

3.3. Sollecitazioni da determinare e schemi di calcolo.

La determinazione delle sollecitazioni agenti sulla superficie di contatto tra pannello e giunto orizzontale, e quella della lunghezza libera di inflessione dipendono dallo schema di calcolo adottato per il funzionamento dei bordi orizzontali del pannello.

Lo schema che ammette la presenza di una cerniera agli estremi del pannello comporta calcoli più semplici ed è generalmente più cautelativo di quello che ipotizza che il giunto orizzontale assicuri la continuità con i pannelli adiacenti. Di norma si ammetterà pertanto che i bordi dei pannelli siano incernierati.

3.4. Calcolo dell'azione assiale.

L'azione assiale comprende, oltre alla parte proveniente dai carichi applicati ai piani posti al di sopra di quello considerato, quella indotta dal vento o dai sismi nei controventamenti. La sua valutazione può essere effettuata secondo i metodi semplificati usuali.

La ripartizione del peso proprio e dei sovraccarichi agenti sui solai è effettuata in base alle condizioni di vincolo del solaio (pannello portato secondo 1 o 2 direzioni).

La ripartizione dei carichi concentrati può effettuarsi ammettendo che essi si ripartiscono uniformemente entro due rette inclinate di un terzo o di due terzi sulla verticale, a seconda che si tratti di calcestruzzo semplice o di calcestruzzo armato. Se il carico è ripartito su un tratto limitato del bordo, le due rette di ripartizione valgono per i pannelli e per i giunti orizzontali. Non possono essere applicati senza giustificazione sperimentale quando la ripartizione dei carichi avviene attraverso giunti verticali.

3.5. Determinazione del centro di pressione.

3.5.1. Piano medio meccanico di un pannello.

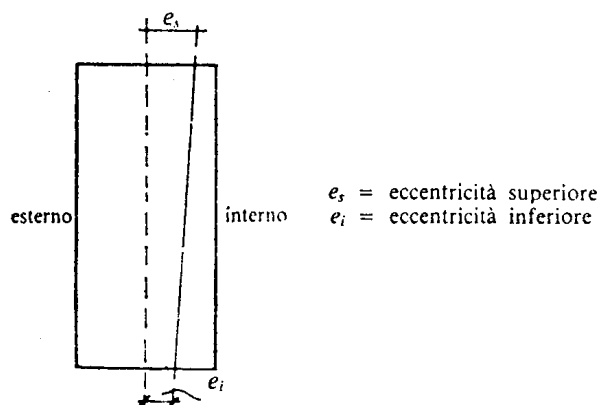
È il piano parallelo alle facce, passante per il centro di gravità della sezione resistente orizzontale corrente, supposta d'inerzia media costante lungo l'altezza. Nel calcolo della posizione del piano medio si può tener conto degli eventuali elementi di irrigidimento se la loro spaziatura è inferiore alla semialtezza del pannello o a dieci volte lo spessore della lastra (se disposti in una direzione) o venti volte tale spessore (se disposti secondo due direzioni ortogonali). Per i pannelli composti da materiali diversi, la valutazione del baricentro si effettua considerando le aree delle sezioni come affette da pesi γ proporzionali ai moduli di elasticità longitudinali dei materiali.

3.5.2. Riferimento per la posizione dei centri di pressione.

La posizione, del centro di pressione in una sezione di pannello o di giunto è definita dalla sua eccentricità rispetto al piano meccanico del pannello.

C.3.5.2. Riferimento per la posizione del centro di pressione.

Nei pannelli di facciata l'eccentricità è contata positivamente verso l'interno del fabbricato.



3.5.3. Calcolo dell'eccentricità iniziale.

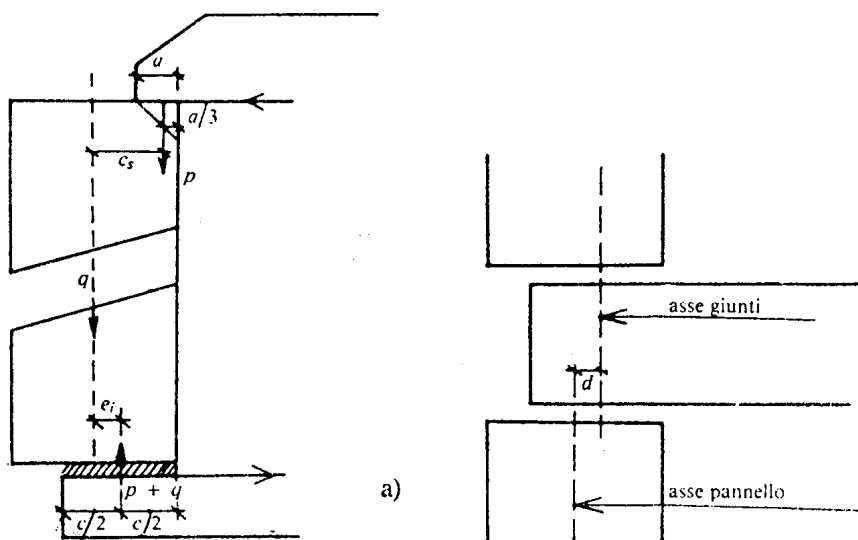
L'eccentricità del centro di pressione rispetto al piano meccanico, calcolata senza tener conto degli effetti della deformazione.

Si determina per somma algebrica delle situazioni più sfavorevoli definite più avanti.

3.5.3.1. Eccentricità strutturali.

- a) *Scentratura dell'appoggio del solaio sovrastante (e_a)*. La reazione d'appoggio per peso proprio di un solaio prefabbricato appoggiato sul bordo di una parte verticale, a secco o con interposizione di un giunto di malta, è supposta applicata ad un terzo della larghezza della superficie d'appoggio, a partire dallo spigolo della parete. Poiché all'atto della posa del solaio, il giunto disposto al piede della parete non è ancora indurito, e presenta dunque un comportamento plastico, si ammette che, nel giunto inferiore, il punto di passaggio della reazione corrispondente (compreso il peso, del pannello intermedio) sia situato nel piano medio del giunto (cfr. Fig. a).

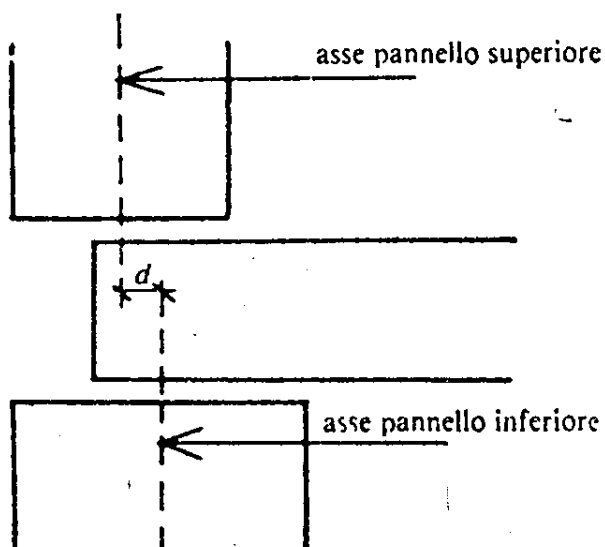
In tal caso l'equilibrio fa intervenire le forze segnate in figura.



b) *Continuità fra muri e solai.* Questa causa di eccentricità non interviene quando si adotta l'ipotesi dei bordi incernierati.

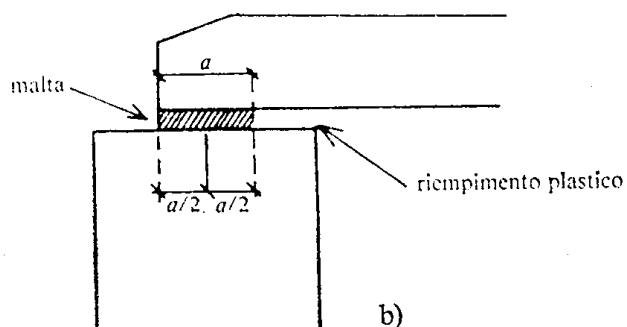
c) *Disassamento fra giunti e pannelli.* Tale effetto è messo in evidenza dalla figura sopra riportata.

d) *Disassamento dei piani meccanici medi di pannelli sovrapposti* (vedi figura).



C.3.5.3.1. Eccentricità strutturali.

a) Una disposizione più favorevole può adottarsi se il giunto è arretrato rispetto alla spigolo (fig. b).



3.5.3.2. Eccentricità accidentali.

a) *Dispersione meccanica della posizione del piano medio.* La differenza tra la posizione reale e la posizione calcolata del piano medio meccanico può essere determinata statisticamente per via sperimentale.

Detta e_{2m} l'eccentricità media del piano medio meccanico e δ il relativo coefficiente di dispersione (scarto quadratico medio relativo) si assume: $e_2 = e_{2m} (1 + 1,64 \delta)$.

Mancando di una determinazione sperimentale bisogna tener conto, per pannelli gettati in piano, con

procedimenti accurati, di una eccentricità media pari al 2 per cento dello spessore ($e_2 = \pm \frac{2}{100} s$). Tale eccentricità non va considerata per pannelli gettati in verticale. Per pannelli multistrato il valore va maggiorato del 50 per cento.

b) *Difetti di planarità (e_3).* Procedendo per via sperimentale, detta e_{3m} la eccentricità media del piano medio meccanico e δ il relativo coefficiente di dispersione corrispondente, si assume:

$$e_3 = e_{3m} (1 + 1,64 \delta)$$

Mancando di una determinazione sperimentale, si tiene conto di una eccentricità per difetto di planarità pari a

$$e_3 = \pm \frac{2l}{1.000}$$

c) *Difetti di posa (e_4).* Si considerano complessivamente difetti di sovrapposizione e difetti di verticalità, ponendo: $e_4 = \pm 15$ millimetri.

Qualora il pannello inferiore sia reperibile all'atto della posa del pannello superiore e che a costruzione ultimata, i difetti di sovrapposizione e verticalità siano controllabili, si potrà operare per via statistica come indicato in b).

C.3.5.3.2. *Eccentricità accidentali.*

a) *Dispersione meccanica della posizione del piano medio.* Tale dispersione è dovuta ai difetti di omogeneità del materiale legati alle modalità produttive (getto in piano) e alle imprecisioni esecutive (spessori degli strati).

b) *Difetti di planarità (e_3).* Il valore indicato è valido per stampi rigidi in ottimo stato di conservazione ed esecuzione accurata.

c) *Difetti di posa (e_4).* L'adozione di questo valore presuppone che, all'atto della posa del pannello superiore, la posizione di quello inferiore sia reperibile mediante opportuno tracciamento. Altrimenti si deve applicare una maggiorazione del 50 per cento.

3.5.3.3. *Presa in conto delle eccentricità strutturali e accidentali.*

In via approssimata, il calcolo delle eccentricità di cui ai punti 3.5.3.1 c) e 3.5.3.2. c) potrà effettuarsi ammettendo che il centro di pressione superiore e inferiore coincida con il baricentro della parte comune delle proiezioni orizzontali:

- della sezione del giunto;
- della sezione di estremità del pannello considerato;
- della sezione di estremità dell'altro pannello che arriva sul giunto, e ciò considerando gli errori di posa più sfavorevoli.

L'eccentricità così calcolata viene sommata ponderalmente con quella dovuta alla scentratura dell'appoggio del solaio sovrastante. Si aggiungono inoltre le eccentricità per dispersione del piano medio, e difetti di planarità, assunte col segno più favorevole e considerate costanti su tutta l'altezza del pannello.

C.3.5.3.3. *Presa in conto delle eccentricità strutturali ed accidentali.*

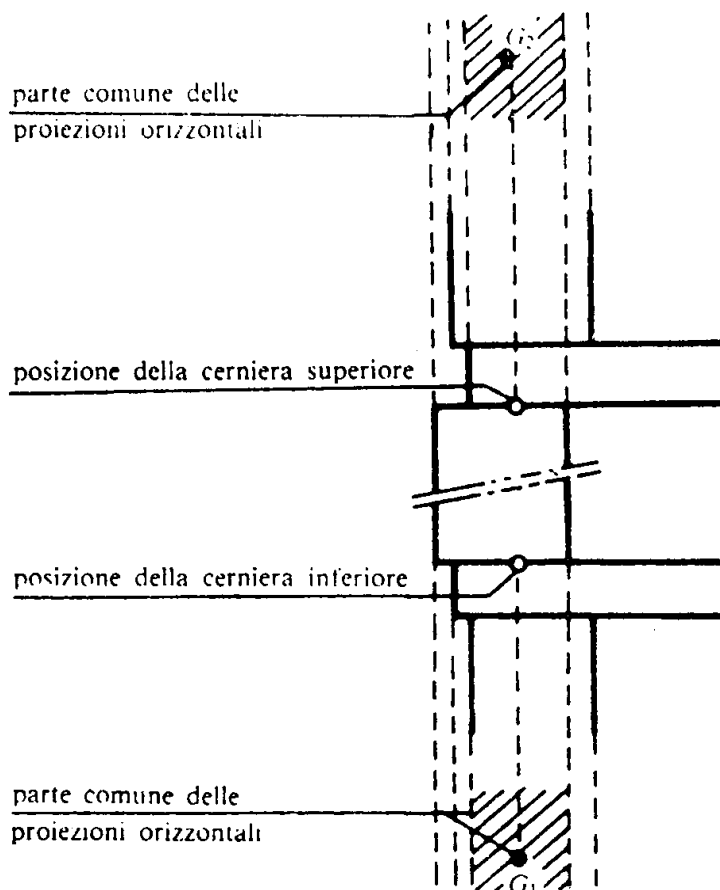
Le modalità di applicazione del metodo approssimato sono illustrate nelle figure seguenti.

3.5.3.4. *Eccentricità dovuta all'intervento di talune sollecitazioni esterne.*

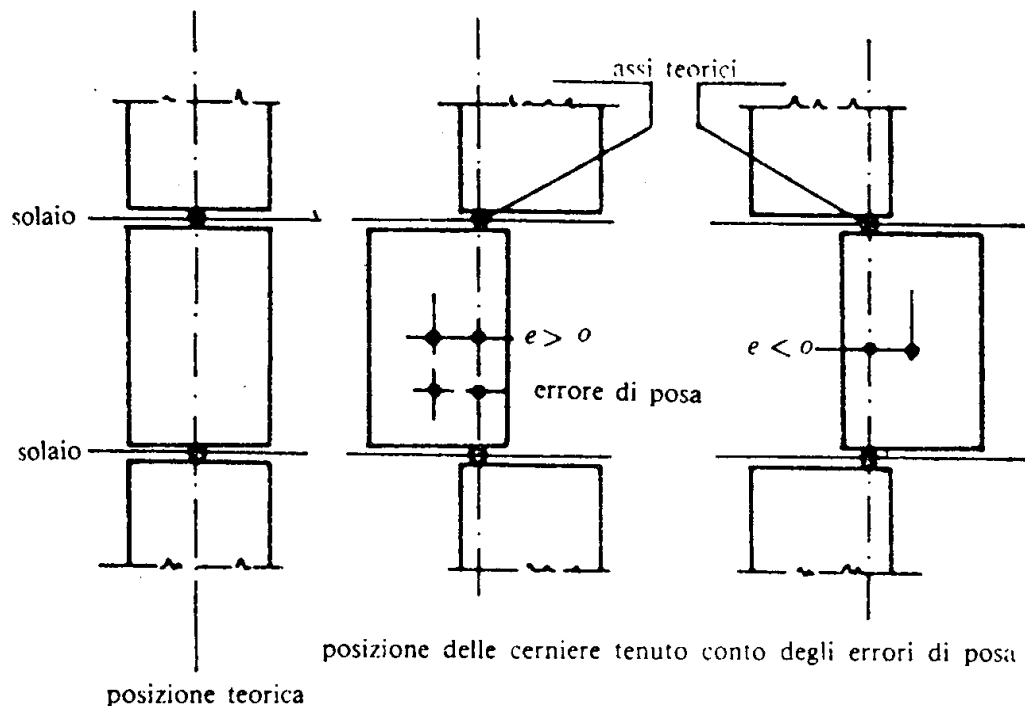
a) *Vento.* L'eccentricità corrispondente assume alternativamente i seguenti valori:

$$e_v = -\frac{M_{v1}}{N} \quad e'_v = +\frac{M_{v2}}{N}$$

ove M_{v1} è il momento determinato nel pannello dalla pressione del vento, M_{v2} il momento determinato dalla depressione, N lo sforzo normale (considerato positivo se di compressione).



PRESA IN CONTO DEGLI ERRORI DI POSA PER UN MURO INTERNO



b) Azioni sismiche. Si ha:

$$e_{sis} = \pm \frac{M_{sis}}{N}$$

ove M_{sis} è il momento determinato, nel pannello dall'azione sismica orizzontale.

c) Sbalzi termici. Tale effetto può di norma trascurarsi per costruzioni calcolate nell'ipotesi di pannelli articolati lungo i bordi orizzontali.

Nella valutazione dei momenti M_{v1} , M_{v2} , M_{sis} , si terrà conto delle effettive condizioni di vincolo della piastra:
— appoggio su due o tre o quattro lati.

Conviene ricordare che le condizioni di vincolo possono essere differenti in relazione al verso secondo cui si

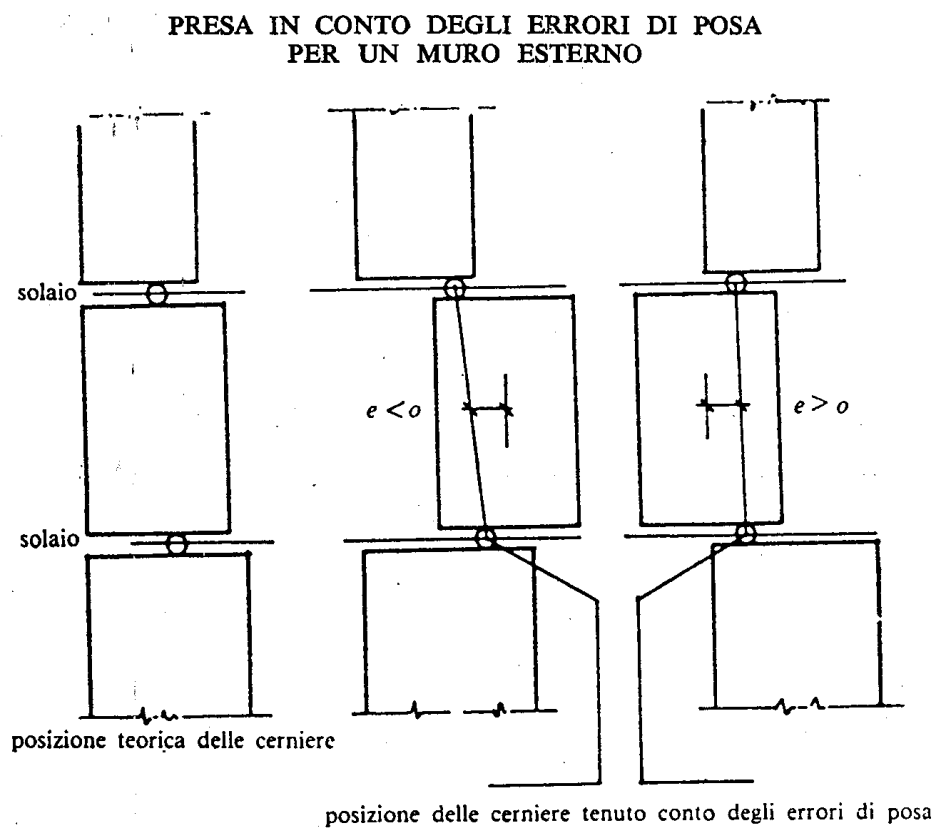
esercita l'azione esterna.

Le eccentricità e_v , e_{sis} si sommano algebricamente a quelle considerate in 3.5.3.3. Ai bordi superiore e inferiore del pannello si ha:

$$e_v = e_{sis} = 0.$$

C.3.5.3.4. Eccentricità dovuta all'intervento di talune sollecitazioni esterne.

La combinazione delle azioni indotte dagli effetti sismici e dal vento verrà regolata dalle norme sismiche vigenti.



3.6. Verifica della resistenza dei pannelli ai carichi verticali.

3.6.1. Presa in conto dei fenomeni d'instabilità.

Si procede come segue.

1) *Calcolo della snellezza ridotta.* E' definita dalla relazione:

$$\bar{\lambda} = \frac{l_f}{s\sqrt{\alpha}}$$

ove l_f è la lunghezza libera di inflessione kl , calcolata con i seguenti valori di k :

- pannelli liberi su due bordi verticali: $k = 1$.

	Pannelli vincolati lungo 1 bordo verticale			Pannelli vincolati lungo 2 bordi verticali			
	l/b	≤ 1	$1 \div 2$	≥ 2	$\geq 1 \frac{1}{2}$	$\frac{1}{2} \div 1$	≥ 1
k	1	$1 - \left(1 - \frac{\sqrt{3}}{3}\right) \left(\frac{l}{b} - 1\right)$	$\frac{1}{\sqrt{1 + \frac{1}{2} (l/b)^2}}$	1	$\frac{3}{2} - \frac{l}{b}$	$\frac{1}{1 + (l/b)^2}$	

$$\alpha = \frac{E'_b}{R'_{bk28}(1 + \beta\xi)}$$

essendo

E'_b = modulo di elasticità istantaneo del calcestruzzo a compressione (preso pari a $19.000 R'_{bk28}$);

β = coefficiente che tiene conto dello scorrimento viscoso del conglomerato. Si assume:

= 1,2 per calcestruzzi ordinari;

= 1,2 per calcestruzzo di inerte leggero;

ξ = rapporto fra valore permanente e valore totale dello sforzo normale.

2) *Calcolo dell'eccentricità equivalente e_0* . Viene valutata come pari a:

$$e_0 = \sqrt{0,3(e_s^2 + e_i^2) + 0,4e_i e_s + e_v + e_{sis}}$$

ove e_s e e_i rappresentano, in valore algebrico, le somme delle eccentricità ai lembi superiore e inferiore del pannello calcolato nelle condizioni più sfavorevoli (le condizioni assunte devono essere le stesse per i due lembi); e_v , e_{sis} , le eccentricità date dal vento e dai sismi a metà altezza del pannello; ad e_0 , e_v , e_{sis} , si attribuisce il segno dell'eccentricità e_s o e_i che ha il maggiore valore assoluto.

3) *valutazione del carico di rottura del pannello*. Il carico di rottura per unità di lunghezza N_u , sotto l'effetto del carico agente, con eccentricità iniziale e_0 , tenuto conto del carico di punta, è dato da:

$$N_u = \Phi(e_0/s, \bar{\lambda}) N_0$$

dove N_0 è il carico di rottura per unità di lunghezza a compressione assiale pura:

$\Phi(e_0/s, \bar{\lambda})$ è un coefficiente correttore che tiene conto del carico di punta e dell'eccentricità.

Per le sezioni rettangolari Φ è dato dall'abaco seguente, costruito trascurando la resistenza nel calcestruzzo a trazione.

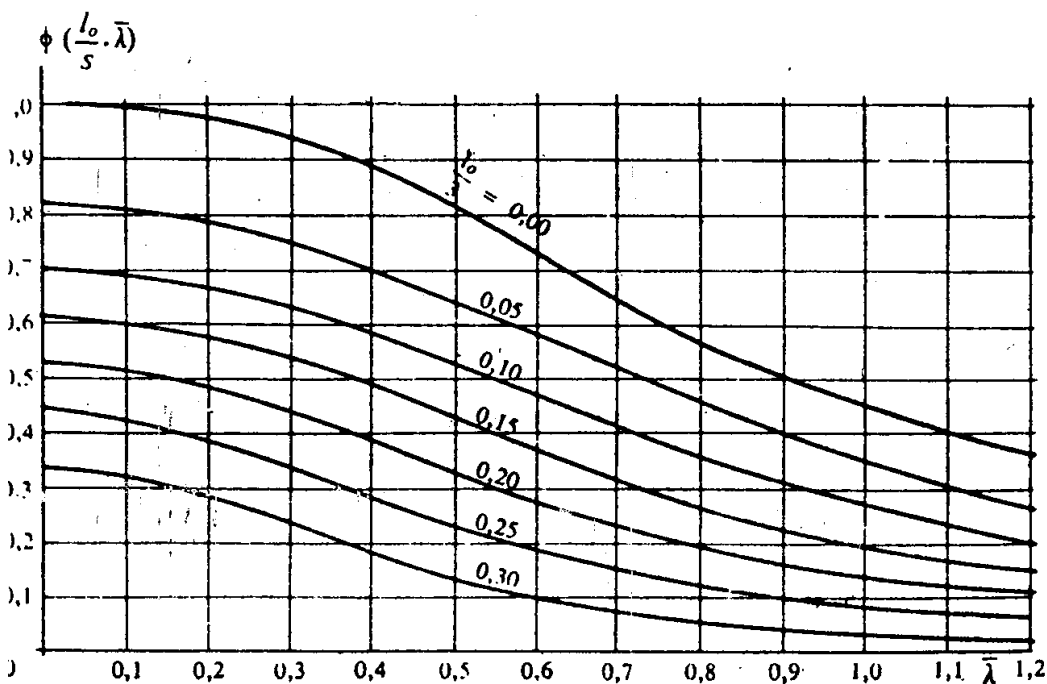
C.3.6.1. *Presa in conto dei fenomeni d'instabilità*. — Indicando con:

$$\sigma_E = k_E \pi^2 \frac{Ei^2}{l^2}$$

il carico critico di Eulero, risulta:

$$k = \frac{1}{\sqrt{k_E}}$$

3) *Valutazione del carico di rottura dei pannelli*. Per i pannelli degli ultimi piani, soggetti a sforzi normali modesti, può accadere che l'eccentricità relativa superi il limite 0,3 considerato nell'abaco. Peraltro, nelle zone di cui trattasi, l'influenza dei fenomeni di second'ordine è trascurabile. In tal caso si potrà:



— condurre la verifica in base alle risultanze di adeguate sperimentazioni e dei metodi di calcolo da esse derivabili, con particolare riguardo, nei pannelli multistrato, alla collaborazione fra lastra portante e lastra esterna, considerate come legate elasticamente dalle armature di cucitura;

— effettuare una verifica a presso-flessione, senza maggiorazione per carico di punta, attribuendo al calcestruzzo una resistenza a trazione pari a un terzo della corrispondente resistenza caratteristica, a condizione di prevedere

sul lembo teso del pannello una armatura minima di 0,8 centimetri quadri il metro, orientata nelle due direzioni. Tale seconda eventualità si potrà considerare per sforzi normali inferiori a un decimo del carico critico euleriano ed a un ventesimo della resistenza caratteristica del calcestruzzo;
— in ogni caso, qualora non si vogliano applicare i procedimenti di cui sopra, si può ricorrere alle vigenti norme sul cemento armato.

3.6.2. Verifica di resistenza della sezione orizzontale corrente.

In conformità con le prescrizioni di cui all'art. 3.1, si deve verificare che sia rispettata l'ineguaglianza:

$$N \leq \frac{N_u}{\gamma}$$

dove, a seconda dei casi, N_u tiene conto o meno degli effetti del carico di punta (cfr. paragrafo 3.1).

3.7. Resistenza delle giunzioni orizzontali.

Per giunzione orizzontale si intende l'insieme formato dal giunto e dalle estremità dei muri e solai che in esso convergono.

La verifica della giunzione orizzontale può essere fatta sia sperimentalmente sia, nei casi noti, mediante calcolo. Il ricorso alla sperimentazione è comunque necessario tutte le volte che la giunzione presenti una certa eterogeneità o una certa complessità.

3.7.1. Resistenza d'assieme di una giunzione orizzontale.

Mancando una verifica sperimentale, deve essere verificata la disuguaglianza:

$$N < \zeta B R'_{bk28} / \gamma$$

ove:

B = sezione di contatto in corrispondenza del giunto;

ζ = coefficiente di riduzione pari a 0,80 se la sezione del giunto è uguale a quella del pannello e se il solaio è gettato sul posto;

ζ = 0,70 se il solaio entra nel giunto e se la continuità meccanica tra i pannelli di solaio concorrenti nel giunto è ristabilita con appropriata armatura;

ζ = 0,50 in tutti gli altri casi.

C.3.7.1. Resistenza d'assieme di una giunzione orizzontale.

I valori del coefficiente ζ sono puramente indicativi. Si consiglia pertanto vivamente di ricorrere a sperimentazione diretta. Il coefficiente di sicurezza γ è quello indicato in 2.1.3.

3.7.2. Resistenza delle zone d'appoggio del pannello. — Quando la sezione di appoggio differisce in modo notevole dalla sezione corrente o per la forma geometrica o per le sollecitazioni meccaniche che subisce (carichi in una zona ristretta, carichi concentrati) è necessario disporre appropriate armature.

La verifica viene allora condotta secondo le prescrizioni in uso per il cemento armato e, se necessario, per via sperimentale.

3.8. Resistenza all'effetto locale dei carichi concentrati.

Il carico applicato P si suppone applicato su un rettangolo di area B_0 avente dimensioni c_0 secondo la lunghezza del pannello e d_0 secondo lo spessore, con distanze d_1 e c_1 dai bordi del pannello.

Si considera il rettangolo dilati:

$$c_0 + 2c_1 \leq c_0 + 2s$$

e

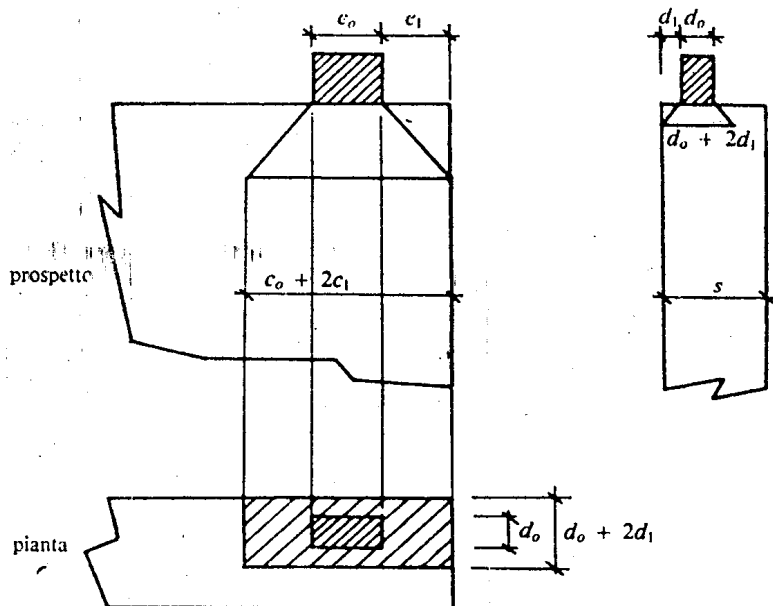
$$d_0 + 2d_1 \text{ e di area } B_1$$

Deve essere verificata la disuguaglianza:

$$P \leq \frac{\eta B_0 R'_{bk28}}{\gamma} \quad \text{con} \quad \eta = 0,8 \sqrt[3]{B_1 / B_0}$$

C.3.8. Resistenza all'effetto locale di carichi concentrati.

Nella verifica di cui trattasi si adotteranno coefficienti di sicurezza pari a 3,5 per condizioni di carico normali; 2,4 per condizioni di carico eccezionali.



CAPITOLO IV: VERIFICA ALLE AZIONI ORIZZONTALI

4.1. Definizioni.

Mensola elementare. E' così chiamata una fila di pannelli sovrapposti associati tra loro da una serie di giunti orizzontali convenientemente studiati.

Mensola composta. Più mensole elementari vicine possono essere meccanicamente associate lungo i bordi verticali in modo da costituire una mensola composta, unità di controvento che offre una resistenza superiore alla somma delle resistenze delle mensole elementari considerate separatamente.

4.2. Associazione di mensole elementari.

4.2.1. Diversi modi di associazione.

L'associazione meccanica di due mensole elementari lungo un bordo verticale comune si può effettuare:

1) in punti isolati della generatrice di contatto, per mezzo di organi che funzionino da chiavi di controventamento dette <chiavi elastiche> ;

2) in modo continuo lungo tutta la generatrice di contatto, mediante giunti verticali convenientemente trattati.

I legami creati devono essere tali da trasmettere le azioni tangenziali tra le mensole elementari; nella associazione mediante chiavi elastiche le azioni tangenziali trasmesse sono forze concentrate.

Giunti realizzati mediante il semplice riempimento del vano verticale che si determina tra mensole elementari adiacenti non sono ritenuti tali da garantire l'efficace trasmissione degli sforzi tra i pannelli.

Poiché i vari tipi di giunzioni contemplati nei seguenti paragrafi presentano deformabilità diverse, è preferibile evitare l'associazione nella stessa struttura di giunzioni di diverso tipo; qualora la si adotti, si dovrà rispettare la compatibilità della deformazione dei collegamenti in tutte le fasi del comportamento.

4.2.2. Associazione mediante chiavi elastiche.

Le chiavi elastiche possono essere costituite da giunti orizzontali o da cordoli convenientemente organizzati o da solai continui che attraversano giunti orizzontali e giunti verticali.

La rottura delle chiavi elastiche (che sono degli elementi corti) è preceduta da deformazioni di modesta entità (elastiche) ed è perciò di tipo fragile. Donde la denominazione di questo tipo di collegamento.

C.4.2.2. Associazione mediante chiavi elastiche.

In generale in ogni mensola complessa esistono almeno le chiavi costituite dai giunti orizzontali e dai cordoli di piano. Le forze che si possono equilibrare con questo sistema sono modeste; resistenze migliori possono essere ottenute con chiavi realizzate con solai gettati in opera, continui sia in direzione ortogonale al giunto che nella direzione del giunto stesso.

4.2.3. Associazione mediante giunti verticali.

I giunti verticali capaci di trasmettere sforzi tangenziali possono assumere le seguenti forme.

4.2.3.1. Giunti di semplice incatenamento.

Sono i giunti che non comportano una particolare finitura dei bordi verticali dei pannelli atta a garantire la trasmissione degli sforzi tangenziali attraverso il giunto, ma nei quali tuttavia si prevedono armature convenientemente cucite.

Le armature di cucitura possono essere distribuite lungo il bordo verticale o concentrate a livello delle catene.

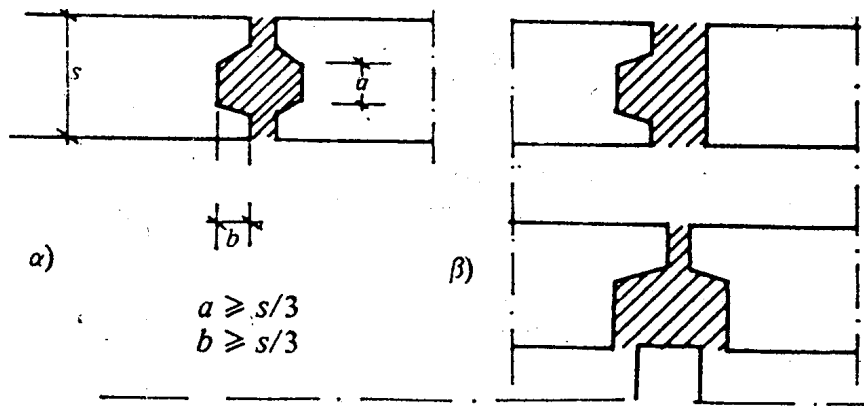
Nei riguardi del comportamento è opportuno distinguere:

a) giunti con doppia gola che comportano una scanalatura continua le cui dimensioni rispettano le condizioni indicate nella figura α);

b) giunti senza doppio intaglio (fig. β).

I coefficienti di sicurezza da adottare nei due casi sono indicati nel paragrafo 2.1.3.

I giunti a semplice incatenamento non possono essere utilizzati per l'associazione di mensole elementari se i pannelli da unire presentano sezioni orizzontali tese.



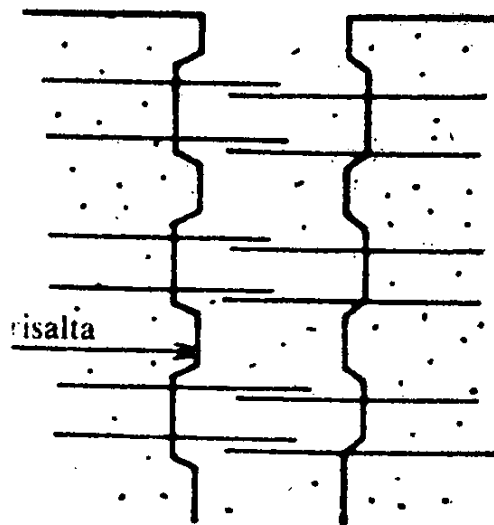
C.4.2.3.1. Giunti di semplice incatenamento.

Per vari motivi, in particolare a causa dei distacchi fra giunto e pannello provocati dal ritiro, i giunti di semplice incatenamento non garantiscono una sicura resistenza al taglio. Inoltre, per mobilitare le armature che collegano i pannelli affiancati attraverso il giunto, occorrono spostamenti relativi di una certa entità al contatto tra pannello e giunto.

4.2.3.2. Giunti organizzati (o a trasmissione totale di taglio).

Sono giunti verticali progettati per la trasmissione effettiva di sforzi tangenziali da un pannello all'altro per tutta la lunghezza del giunto. Si distinguono:

a) giunti a comportamento elastico fino a rottura (giunti elastici fragili che danno luogo a piccole deformazioni prima della rottura);



b) giunti plastificabili (giunti elasto-plastici che, prima della rottura, danno luogo a grandi deformazioni accompagnate da allungamento plastico delle armature).

I bordi dei giunti organizzati (cfr. figura) devono comportare scabrezze di superfici e risalti atti a garantire la trasmissione degli sforzi di compressione che sollecitano le bielle di calcestruzzo.

C.4.2.3.2. Giunti organizzati.

I giunti di cui al punto b) sono assai difficili da realizzare e la loro adattabilità elastica deve essere documentata sperimentalmente.

4.2.4. Organizzazione delle parti tese delle mensole composte.

Quando, sotto l'azione congiunta dei carichi verticali e delle sollecitazioni laterali, la sezione orizzontale di un pannello è soggetta a sforzi verticali di trazione, le forze di trazione corrispondenti devono essere equilibrate da armature disposte sia nel pannello sia nei giunti verticali, a seconda delle possibilità offerte dal sistema di solidarizzazione delle mensole elementari utilizzate.

C.4.2.4. Organizzazione delle parti tese delle mensole composte.

Nel caso contemplato in 4.2.4. si devono prendere degli accorgimenti speciali per:

- assicurare l'effettiva collaborazione di tali armature verticali;
 - assicurare la trasmissione degli sforzi taglianti orizzontali attraverso i giunti orizzontali, malgrado lo stato di trazione delle superfici di contatto pannello-giunto orizzontale;
 - far fronte alle ridistribuzioni degli sforzi che possono accompagnare lo stato di trazione nelle parti di mensole composte così organizzate.
- Indicazioni in proposito sono riportate nell'Allegato I.

4.3. Schemi strutturali di calcolo.

4.3.1 Schema d'insieme delle strutture.

Lo schema strutturale adottato per il calcolo d'insieme deve essere in armonia con la costituzione reale e le proprietà meccaniche del sistema. In particolare esso deve far intervenire tutti gli elementi di controventamento capaci di equilibrare una parte non trascurabile delle sollecitazioni laterali.

Lo schema adottato può tuttavia trascurare la partecipazione alla resistenza del complesso di alcuni elementi che, per la loro deformabilità, equilibrano una modesta frazione delle sollecitazioni in gioco. Occorre tuttavia accertare che tali elementi siano capaci di sopportare, col grado di sicurezza voluto, gli sforzi dovuti ai carichi orizzontali e verticali che ad essi competono.

4.3.2. Schemi di raggruppamento di mensole elementari in mensole composte.

Lo schema di calcolo può, o deve, ignorare alcuni legami fra le mensole elementari. A tal fine valgono le regole seguenti.

4.3.2.1. *Schema dell'indipendenza delle mensole.* — Può essere ammesso in ogni caso; consiste nell'ignorare ogni trasmissione di sforzo tangenziale tra due mensole elementari lungo un bordo verticale comune.

4.3.2.2. Limitazioni riguardanti i giunti di semplice incatenamento.

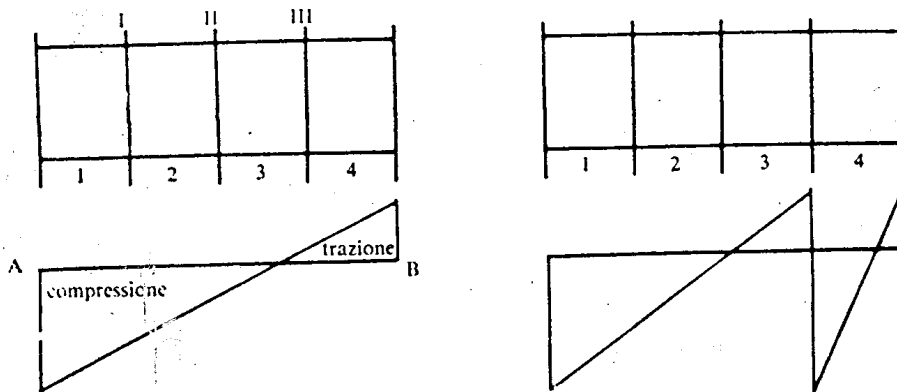
Si possono utilizzare questi giunti per la trasmissione di sforzi tangenziali solo se:

- le mensole così unite sono complanari;
- il giunto si trova nella parte compressa della mensola così costituita.

C.4.3.2.2. Limitazioni riguardanti i giunti di semplice incatenamento.

Le figure seguenti illustrano le modalità di verifica derivanti dalla prescrizione 4.3.2.2.

Se nel funzionamento d'insieme della mensola composta il giunto III è teso esso va trascurato e la mensola 4 deve essere considerata come indipendente.



4.3.2.3. Giunti verticali a trasmissione totale di taglio.

I giunti a rottura plastica possono essere trattati come tali solo se l'esperienza o il calcolo mostrano che sono effettivamente capaci di presentare uno stato limite di questa natura. Quando ciò non sia provato, o quando si desidera non tenerne conto, tali giunti sono da trattarsi come giunti a comportamento elastico.

4.3.2.4. Profili composti.

La larghezza di pannello messa in conto per costituire l'ala di un profilo composto, non deve superare:

- la larghezza del pannello che costituisce l'anima del profilo composto;
- la semidistanza tra il pannello considerato e quello adiacente.

Se il pannello composto ha una o più aperture, la larghezza dell'ala da considerare si limita a quella della spalla adiacente al pannello.

4.3.2.5. *Giunti verticali costituiti da mensole collegate con chiavi elastiche.* — La rottura delle chiavi elastiche è di tipo fragile (vedi 4.2.2); le forze che si possono equilibrare con questo sistema sono perciò modeste.

4.4. Calcolo degli sforzi.

Gli sforzi da calcolare per la verifica della resistenza agli effetti combinati delle forze verticali e delle forze orizzontali sono:

- le tensioni normali valutate nella generica sezione orizzontale;
- le tensioni tangenziali valutate nella generica sezione orizzontale;

- le tensioni tangenziali lungo i giunti verticali e gli sforzi di taglio che sollecitano le chiavi elastiche, ed inoltre;
- la ridistribuzione eventuale degli sforzi provocata dalla parzializzazione delle sezioni tese delle mensole composte;
- gli eventuali sforzi secondari nei pannelli.

4.4.1. *Presa in conto degli sforzi dovuti alla trasmissione di carichi verticali in linea indiretta alle fondazioni.*

Dovendo considerare gli effetti della trasmissione alla fondazione di sforzi verticali agenti in linea indiretta (vedi anche Capitolo V) si sommano le sollecitazioni corrispondenti a quelle dovute alle azioni orizzontali.

C.4.4. 1. *Presa in conto degli sforzi dovuti alla trasmissione di carichi verticali in linea indiretta alle fondazioni.*

Si tratta di momenti flettenti con asse perpendicolare al piano del pannello e sforzi di taglio aggiuntivi agenti nei giunti orizzontali e verticali.

4.4.2. *Calcolo degli sforzi di controventamento in generale.*

Gli sforzi sviluppati dalle azioni orizzontali possono essere calcolati con i metodi classici della scienza delle costruzioni nell'ipotesi di un comportamento elastico delle mensole composte. All'ipotesi di comportamento elastico si può in genere associare quella del monolitismo della mensola, considerata nel suo insieme.

C.4.4.2. *Calcolo degli sforzi di controventamento in generale.*

In 4.2.2. , si ammette che la deformabilità dei giunti verticali in fase elastica sia paragonabile a quella dei pannelli che essi collegano, e che le chiavi elastiche siano elementi estremamente corti e quindi praticamente indeformabili prima della rottura.

L'azione trasmessa dalla chiave elastica può, in genere, considerarsi pari al taglio che sarebbe trasmesso nel giunto dal semipiano superiore e dal semipiano inferiore, nell'ipotesi di monolitismo delle mensole.

4.4.3. *Composizione degli effetti delle azioni laterali e degli effetti dei carichi verticali.*

Per ogni elemento di controventamento, considerato separatamente, si sovrappongono gli effetti delle sollecitazioni determinate dai carichi verticali a quelli sviluppati dai carichi orizzontali agenti sulla costruzione.

4.4.4. *Tensioni normali alle sezioni orizzontali.*

Le tensioni normali agenti sulle sezioni orizzontali delle mensole sono valutate secondo i metodi della scienza delle costruzioni e sommate algebricamente.

4.4.5. *Tensioni tangenziali alle sezioni orizzontali.*

Lo sforzo tangenziale agente su una sezione orizzontale di una mensola composta, libera sui bordi verticali, o di una mensola elementare appartenente a una mensola composta si calcola con i metodi usuali della scienza delle costruzioni.

4.5. *Resistenza delle mensole in zona compressa.*

4.5.1. *Pannelli.*

a) *Resistenza alle forze verticali.* Per la verifica della resistenza alle forze verticali di un pannello interamente compresso o della parte compressa di un pannello parzialmente teso si procede come indicato nel capitolo terzo.

b) *Resistenza alla combinazione di sforzi normali e tangenziali: condizioni d'integrità del pannello.* Si deve verificare che la sollecitazione principale di trazione, calcolata in corrispondenza del baricentro della sezione orizzontale, sia al più uguale alla resistenza a trazione del materiale.

C.4.5.1. *Pannelli.*

Con ciò si ammette che l'eccentricità dello sforzo verticale rispetto al piano medio del pannello non riduca la resistenza di quest'ultimo agli sforzi di taglio. Per pannelli con nervature verticali si dovrà considerare lo sforzo medio agente nel pannello (escluse le nervature), calcolato tenendo conto dell'eccentricità del carico.

Indicato con s lo spessore della sezione resistente, con N lo sforzo normale di compressione per unità di lunghezza e con T l'azione tangenziale per unità di lunghezza, posto:

$$\tau = T/s$$

$$\sigma = N/s$$

si deve verificare la condizione:

$$\frac{\sigma - \sqrt{\sigma^2 + \tau^2}}{2} \leq R_{bk28}$$

Per sforzi di taglio importanti (zona sismica, cedimenti d'appoggio), si dovrà verificare che il cerchio di Mohr costruito partendo da σ e τ resti all'interno della curva intrinseca del materiale (tenuto conto di un adeguato coefficiente di sicurezza).

4.5.2. *Verifica della resistenza delle giunzioni realizzate con chiavi elastiche.*

a) *Chiavi costituite da giunti orizzontali e catene.* La resistenza al taglio di tali elementi può valutarsi con i metodi usuali della scienza delle costruzioni.

b) *Chiavi costituite da solai gettati in opera.* Per chiavi costituite da solai gettati in opera che prevedano nella zona

della chiave una rete di ferri superiori disposti secondo due direzioni ortogonali, in mancanza di prove speciali, si possono applicare le seguenti condizioni:

— per una chiave disposta tra due mensole elementari (fig. a):

$$T \leq 0,6 (S + 4s_1) s_1 R_{bk28}$$

— per una chiave disposta tra una mensola elementare e un giunto di bordo verticale (fig. b):

$$T \leq 0,6 (s + 3s_2) s_1 R_{bk28}$$

ove:

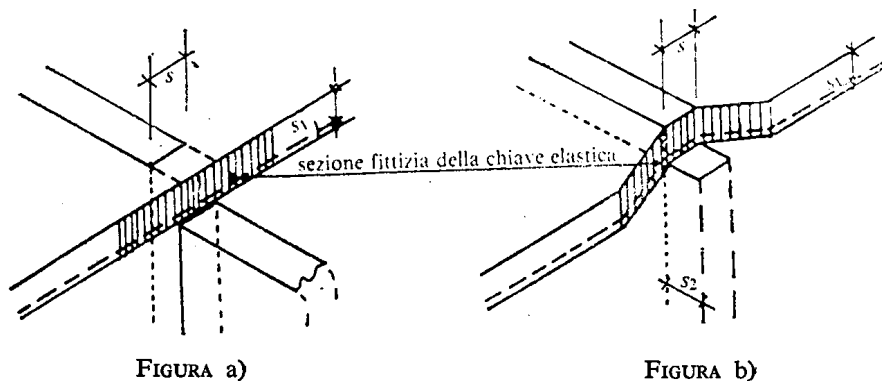
T = taglio assorbito dalla chiave

R_{bk28} = resistenza del calcestruzzo a trazione

s = spessore del pannello

s_1 = spessore utile del solaio

s_2 = spessore dell'incatenamento verticale nel senso parallelo al pennello.



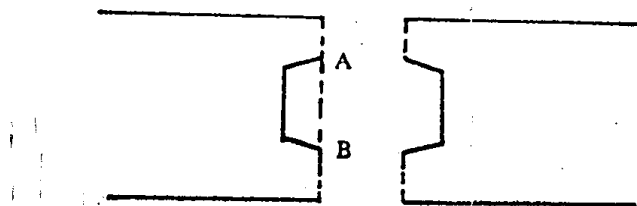
C.4.5.2. Verifica della resistenza delle giunzioni realizzate con chiavi elastiche.

Le formule riportate hanno carattere provvisorio per la mancanza di dati sperimentali sicuri.

4.5.3. Verifica della resistenza dei collegamenti costituiti da giunti di semplice incatenamento.

La verifica della resistenza di un collegamento di semplice incatenamento si effettua applicando i metodi classici delle costruzioni.

La verifica al taglio deve riferirsi alla sezione di calcestruzzo avente larghezza AB come indicata in figura:



C.4.5.3. Verifica della resistenza dei collegamenti costituiti da giunti di semplice incatenamento.

Detto T il taglio per unità di lunghezza e $\bar{\sigma}_a$ la sollecitazione ammissibile nell'acciaio, la sezione di armatura necessaria per unità di lunghezza è data da:

$$\bar{A}_f = T / \bar{\sigma}_a$$

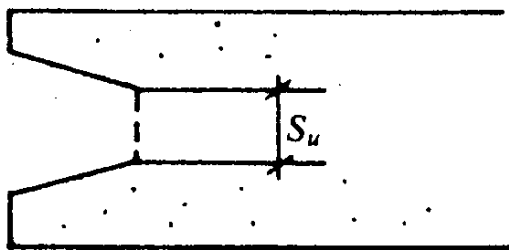
Le tensioni ammissibili sono indicate nell'art. 2.1.3.

4.5.4. Resistenza dei collegamenti costituiti da giunti verticali a trasmissione di taglio totale.

Per il calcolo della resistenza di tali giunti si ammette che il giunto si fessuri a 45° sotto l'effetto delle azioni tangenti e si verifica:

- la resistenza a compressione delle bielle di calcestruzzo;
- la resistenza allo scorrimento sui bordi verticali del pannello;
- la resistenza delle armature alle spinte orizzontali esercitate dalle bielle.

a) *Resistenza delle bielle a compressione.* La resistenza allo scorrimento delle bielle essendo garantita dalla creazione di incavi d'appoggio o ancoraggi sul bordo verticale del pannello, la larghezza delle bielle da considerare nel calcolo è quella dell'incavo o dell'ancoraggio. Nella verifica si adotterà un coefficiente di comportamento pari a 0,66.



b) *Resistenza delle bielle allo scorrimento.* Si ammette che tale resistenza sia garantita dalla creazione di appositi intagli lungo i bordi dei pannelli.

c) *Armature dei giunti:*

1) *Disposizioni.* Possono essere: ripartite sull'altezza del giunto; in certi casi, concentrate a livello delle catene.

2) *Regole generali.* Per il progetto delle armature si osservano le normali regole di calcolo del cemento armato tradizionale per quel che riguarda: aderenza, ancoraggi, continuità delle armature, cucitura degli elementi in cemento armato, riprese di getto.

Le tensioni ammissibili sono indicate all'art. 2.1.3.

d) *Continuità delle armature ripartite nel giunto.* Per i pannelli complanari la continuità può essere garantita: mediante saldatura, mediante ricoprimenti (diritti o curvi), per pannelli non complanari conviene ricorrere ad armature ausiliari (staffe, spire, staffe a due bracci).

C.4.5.4. *Resistenza dei collegamenti costituiti da giunti verticali a trasmissione di taglio totale.*

a) *Resistenza delle bielle a compressione.* Lo sforzo tangenziale T ammissibile per unità di lunghezza risulta pertanto:

$$T = \frac{0,66 s_u R'_{bk28}}{\gamma}$$

b) *Resistenza delle bielle allo scorrimento.* Le superfici di appoggio delle bielle dovranno essere quanto più possibile rugose.

c) *Armature dei giunti.* Il calcolo degli effetti secondari indotti dalla concentrazione delle armature a livello delle catene è illustrato nell'Allegato I.

4.5.5. *Resistenza dei giunti orizzontali al taglio.*

a) *Giunti in calcestruzzo.* Qualora il giunto sia interamente in calcestruzzo non è necessario ricorrere ad accorgimenti particolari per assicurare la trasmissione degli sforzi orizzontali, a condizione tuttavia che il giunto non sia soggetto a sforzi di trazione e che il rapporto fra taglio e sforzo normale verifichi la ineguaglianza:

$$\frac{T}{N} \leq 0,35$$

Qualora quest'ultima condizione non sia verificata, la parte di sforzo tangente che supera $0,20 N$ deve essere assorbita mediante armature di cucitura.

b) *Giunti in malta.* Qualora il giunto comporti uno strato di malta, non si richiede alcun accorgimento particolare se non esistono sforzi di trazione e se:

$$\frac{N}{T} \leq 0,20$$

Se questa condizione non è verificata, la totalità dell'azione tangenziale deve essere assorbita mediante armature di cucitura.

C.4.5.5. *Resistenza dei giunti orizzontali al taglio.*

Poiché è generalmente difficile disporre delle armature ripartite lungo il bordo inferiore dei pannelli, tali armature verranno per lo più concentrate in corrispondenza dei giunti verticali. Nei giunti armati si dovrà provvedere a trattare adeguatamente le superfici per assicurare l'appoggio delle bielle a 45° che si configurano nel giunto.

4.6. *Verifica delle parti tese delle mensole con giunti a trasmissione totale di taglio.*

Resistenza alle forze orientate normalmente alle sezioni orizzontali.

a) Quando gli sforzi verticali di trazione sono equilibrati da armature poste nell'interno dei pannelli queste devono essere dimensionate con i metodi usuali del cemento armato.

b) Quando gli sforzi suddetti siano equilibrati da armature poste nei giunti verticali, la sezione metallica deve essere proporzionata in modo tale che l'azione resistente da essa sviluppata sia almeno eguale alle forze indotta

dalle sollecitazioni esterne e che la risultante corrispondente abbia la stessa retta d'azione di queste ultime.

c) L'integrità dei pannelli può essere verificata nelle stesse condizioni che per i pannelli compresi, considerando però lo sforzo normale (trazione) come nullo nella valutazione dello sforzo principale di trazione: s'impone pertanto la condizione:

$$\tau = \frac{R_{bk28}}{\gamma}$$

C.4.6. *Verifica delle parti tese delle mensole con giunti a trasmissione di taglio.*

I dettagli delle verifiche statiche sono illustrati nell'Allegato I.

4.7. *Verifica agli stati limiti di fessurazione e di deformazione.*

4.7.1. *Valutazione delle deformazioni.*

a) *Mensole con giunti a trasmissione totale di taglio.* — Nelle condizioni di esercizio, le deformazioni d'insieme di una mensola composta con giunti a trasmissione totale di taglio, saranno calcolate considerando la mensola come monolitica.

b) *Mensole a giunti di semplice incatenamento o a chiavi elastiche.* In mancanza di altra verifica, le deformazioni d'insieme, nelle condizioni di esercizio, di una mensola composta a giunti di semplice incatenamento o a chiavi elastiche, saranno assunte pari a quelle della mensola monolitica di egual sezione, moltiplicate per quattro terzi.

4.7.2. *Deformazioni relative nelle mensole a giunti elasto-plastici.*

— I bordi opposti dei giunti elasto-plastici subiscono degli spostamenti ai quali è opportuno imporre un limite superiore.

C.4.7.2. *Deformazioni relative nelle mensole a giunti elasto-plastici.*

— Si può ammettere che, nelle condizioni di esercizio, tale limite sia dell'ordine di 2 millimetri.

4.7.3. *Verifica a fessurazione.* — Tale verifica non è necessaria per mensole a giunti organizzati o per mensole interamente compresse, a giunti di semplice incatenamento o a chiavi elastiche, se la freccia di estremità f_h , calcolata come indicato in 4.7.1. è inferiore a $H/2000$. Essendo H l'altezza della mensola.

CAPITOLO V: TRASMISSIONE DI SFORZI VERTICALI ALLA FONDAZIONE IN LINEA INDIRECTA

5.1. *Generalità.*

La trasmissione di sforzi verticali alla fondazione in linea indiretta attraverso una parete verticale, ottenuta facendo funzionare il muro come una trave parete o una mensola tozza, fa apparire nella struttura composta degli sforzi tangenziali aggiuntivi e dei momenti flettenti aventi asse perpendicolare al piano del muro.

Gli sforzi tangenziali generano effetti identici a quelli sviluppati dal funzionamento a controvento e devono essere semplicemente sovrapposti a questi ultimi.

I momenti flettenti generano invece nelle sezioni verticali di muro sforzi di compressione o di trazione orizzontali che devono essere adeguatamente assorbiti.

Vale quindi quanto specificato per il controventamento salvo quanto indicato nel seguente punto 5.2.

C.5.1. *Generalità.* — L'eventualità considerata in 5.1. si verifica quando la costruzione è fondata su appoggi isolati (pozzi o pali) o in presenza di cedimenti del terreno di posa. Analogo fenomeno si ha quando un pannello sopporta sollecitazioni più intense di quelle applicate ai pannelli adiacenti o quando un pannello presenta una maggiore deformabilità; in tali casi gli accorciamenti differenziali determinano una ridistribuzione dei carichi.

5.2. *Prescrizioni particolari.*

5.2.1. *Schemi strutturali di calcolo.* — Vale quanto specificato per il controventamento. Non è però ammesso l'uso di giunti di semplice incatenamento.

5.2.2. *Calcolo degli sforzi.* — Si opera come per il controventamento; tuttavia, per il calcolo delle tensioni orientate normalmente alle sezioni verticali entro elementi strutturali di grande altezza, si farà uso di procedimenti che tengano conto delle deformazioni di taglio (teoria delle travi parete).

5.3. *Resistenza dei pannelli compressi.*

5.3.1. *Resistenza alle azioni orizzontali.* — Oltre che alle forze verticali, occorre verificare la resistenza del pannello alle azioni orizzontali di compressione sviluppate dalla flessione d'insieme, del muro, tenendo conto dei possibili fenomeni di instabilità secondo i metodi indicati nel Capitolo III.

5.3.2. *Resistenza alle azioni normali e tangenziali combinate.* —Nella verifica delle condizioni d'integrità del pannello si deve tener conto degli sforzi normali orizzontali sviluppati dalla flessione.

C.5.3.2. *Resistenza alle azioni normali e tangenziali combinate.* —La condizione di resistenza è pertanto:

$$\frac{\sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2) + 4\tau^2} - (\sigma_1 + \sigma_2)}{2} \leq \frac{R_{bk28}}{\gamma}$$

ove σ_1 è lo sforzo medio di compressione verticale e σ_2 è lo sforzo medio di compressione orizzontale.

CAPITOLO VI: NORME DI ESECUZIONE

6.0. *Regole generali.*

Valgono le norme vigenti per il cemento armato con particolare riguardo a:

- confezione e messa in opera delle armature metalliche;
- confezione, trasporto e messa in opera del calcestruzzo;
- conservazione e maturazione del calcestruzzo anche a bassa temperatura;
- condizioni di lavoro che si verificano durante trasporto e montaggio;
- prove sui materiali.

6.1. *Regole particolari.*

Gli elementi prefabbricati devono far oggetto di attenti controlli. In particolare si devono osservare le seguenti prescrizioni.

6.1.1. *Controllo dei calcestruzzi.*

Le prove devono essere eseguite ogni 250 metri cubi prodotti, e comunque sempre in occasione di variazioni tecnologiche (di ciclo) e di composizione del calcestruzzo;

6.1.2. *Controllo delle dimensioni dei pezzi.*

Si devono verificare gli spessori, la posizione dei vari strati di calcestruzzo, la planarità dei pannelli, il rispetto delle tolleranze dimensionali.

6.1.3. *Sollevamento dei pannelli.*

I dispositivi di sollevamento devono essere progettati in modo che le forze applicate ai diversi punti di sospensione siano ben definite.

E' raccomandabile l'uso di bilancini auto-equilibrati di sollevamento.

6.1.4. *Stoccaggio dei pannelli.*

Lo stoccaggio deve avvenire in modo da permettere la libera circolazione dell'aria fra i vari pezzi. La disposizione degli appoggi deve essere compatibile con la resistenza dei pezzi e con la necessità di evitare lo svergolamento dei pannelli dovuto alle deformazioni lente.

6.1.5. *Posa dei pannelli.*

Nella fase di posa e regolazione dei pannelli si devono evitare forti concentrazioni di sforzo. I dispositivi di regolazione devono consentire il rispetto delle tolleranze più avanti definite. Si deve inoltre curare che, dopo posa e regolazione, i pannelli non subiscano ulteriori spostamenti nel corso dei lavori.

C.6.1.5. *Posa dei pannelli.*

Gli eventuali appoggi impiegati in fase di posa, e quindi lasciati in sito, dovranno risultare più deformabili del materiale del giunto, ciò ad evitare pericolose concentrazioni delle reazioni verticali.

6.1.6. *Giunti orizzontali di malta.*

Il giunto deve avere uno spessore nominale di 2 centimetri ed essere ben compattato (preferibilmente con dispositivo meccanico). Se la compattazione viene eseguita da un solo lato, il giunto deve essere provvisoriamente chiuso (con una tavola od altro) sul lato opposto. La malta deve essere a forte dosaggio (500 kg/mc) e di consistenza tale da poter esser gettata e compattata con facilità.

6.1.7. *Tolleranze. Pannelli di elementi prefabbricati.*

Tolleranze ammesse:

a) su una delle dimensioni maggiori o sulla diagonale del pannello $\pm 1/8^3\sqrt{d}$, ove d è la dimensione della lunghezza in esame espressa in centimetri;

b) sullo spessore (s in centimetri) $- 1/8^3\sqrt{s}$ oppure $+ 0,5$ centimetri;

- c) difetto di planarità: massimo 1/250 della dimensione minore del pannello (distanza del quarto punto di un rettangolo dal piano definito da altri tre punti qualsiasi);
- d) difetto di posa: 1/500° dell'altezza, del pannello come fuori piombo massimo. La tolleranza sulla larghezza d'appoggio di un pannello di solaio sarà al massimo di ± 1 centimetro;
- e) spessori dei giunti orizzontali di malta: ± 1 centimetro rispetto allo spessore ammesso del giunto di malta.

C.6.1.7 Tolleranze.

Si potranno ammettere tolleranze superiori ai limiti prescritti qualora esse non comportino inconvenienti dal punto di vista contrattuale, funzionale ed estetico e qualora le loro conseguenze statiche non violino le condizioni di sicurezza.

CAPITOLO VII: REDAZIONE DEL PROGETTO, CONTROLLO IN CORSO D'OPERA, COLLAUDO

7.1. -Norme per l'approvazione.

La costruzione degli edifici e la produzione dei pannelli deve avvenire in base ad un progetto esecutivo redatto da un ingegnere o architetto iscritto nel relativo albo.

L'esecuzione deve aver luogo sotto la direzione di un ingegnere o architetto iscritto nel relativo albo.

Per le opere eseguite per conto dello Stato non è necessaria la iscrizione all'albo del progettista e del direttore dei lavori, se questi siano ingegneri o architetti in servizio appartenenti agli organi statali.

Le opere eseguite o vigilate dallo Stato debbono essere denunciate al competente provveditorato alle opere pubbliche dal costruttore, prima dell'inizio dei lavori.

Nella denuncia devono essere indicati i nomi ed i recapiti del progettista, del direttore dei lavori e del costruttore.

Alla denuncia devono essere allegati:

- a) il progetto dell'opera in duplice copia firmato dal progettista, dal quale risultino in modo chiaro ed esauriente i calcoli giustificativi, l'ubicazione, il tipo, le dimensioni delle strutture e quanto altro occorre per definire l'opera sia nei riguardi dell'esecuzione sia nei riguardi delle condizioni di sollecitazione;
- b) una relazione illustrativa in duplice copia firmata dal progettista e dal direttore dei lavori dalla quale risultino le caratteristiche, le qualità e le dosature dei materiali che verranno impiegati nella costruzione;
- c) una relazione geotecnica che dimostri l'idoneità del sistema di fondazione previsto;
- d) la documentazione da cui risulti trattarsi di sistema già approvato dal consiglio superiore dei lavori pubblici.

Ove manchi tale ultima documentazione, ossia il sistema di prefabbricazione adottato non sia già stato approvato dal consiglio superiore dei lavori pubblici, il provveditorato potrà trasmettere gli elaborati tecnici predetti, nonché la documentazione di cui al paragrafo 7.3, alla presidenza del consiglio superiore dei lavori pubblici per l'esame e l'approvazione del sistema.

Il provveditorato restituirà al costruttore una copia del progetto e delle relazioni, dopo di che sarà consentito di dare inizio ai lavori.

Nei capitoli speciali di appalto verranno precisate le modalità di tutte le prove da eseguire in corso d'opera, all'atto del collaudo, negli stabilimenti di prefabbricazione, nel cantiere e in opera, nonché gli organi tecnici incaricati dei controlli medesimi.

Le opere devono essere sottoposte a collaudo statico secondo quanto precisato al paragrafo 7.5.

7.2. Redazione del progetto.

Il progetto deve comprendere:

- a) i disegni di insieme in scala 1:100 della disposizione planimetrica ed altimetrica con la chiara distinzione fra elementi portanti ed elementi non portanti (rivestimenti coibenti, tramezzature) nonché fra elementi prefabbricati e parti eseguite in opera;
- b) uno schema delle varie fasi di montaggio con l'indicazione delle condizioni più gravose in cui vengono a trovarsi i pezzi durante il sollevamento;
- c) i particolari delle giunzioni con le armature ed indicazioni delle caratteristiche delle malte di collegamento;
- d) una descrizione delle fasi di costruzione dei pezzi prefabbricati.

7.3. Prove di qualificazione del sistema.

Per ottenere l'approvazione del sistema da parte del consiglio superiore dei lavori pubblici dovrà essere esibita una relazione illustrativa con i calcoli giustificativi e una documentazione sperimentale redatta da un laboratorio ufficiale relative alle seguenti prove:

- a) prove di compressione semplice su pannelli a tutta altezza. Nel caso di pannelli alleggeriti o misti il numero delle prove dovrà essere sufficiente per consentire l'individuazione della correlazione con la resistenza dei materiali costituenti come da paragrafo 1.1.2;
- b) prove di compressione e taglio su giunzioni fra pannelli orizzontali e verticali (cfr. paragrafo 3.7.);
- c) prove su elementi di solaio ed eventuali altri elementi prefabbricati portanti tipici.

L'approvazione del sistema avrà validità per un periodo di norma non superiore a tre anni.

7.4. Controlli in corso d'opera.

Durante l'esecuzione dei pannelli in officina saranno eseguite sistematiche prove sui materiali impegnati o su campioni di pannelli intese a controllare la rispondenza ai dati di progetto.

Prove analoghe saranno eseguite al montaggio su campioni di malta e conglomerato.
Il livello qualitativo della produzione degli stabilimenti dovrà inoltre essere controllato con continuità, mediante prelievo e prova a rottura di elementi portanti da eseguirsi a cura della ditta produttrice.
I risultati verranno trascritti su apposito registro da conservarsi nello stabilimento di produzione.

7.5. Collaudo.

Le costruzioni cellulari a pannelli-parete debbono essere sottoposte a collaudo statico.
Il collaudo deve essere eseguito da un ingegnere o architetto che non sia intervenuto in alcun modo nella progettazione, direzione ed esecuzione dell'opera.
La nomina del collaudatore verrà fatta nell'ambito delle disposizioni vigenti. -
Per complessi di importanza rilevante, si nominerà un collaudatore in corso d'opera che possa partecipare agli esami e agli accertamenti fin dall'inizio dell'esecuzione dell'opera stessa e ai controlli in stabilimento.
Il collaudatore ispezionerà l'opera, verificherà la rispondenza di essa al progetto ed alle presenti istruzioni; in particolare prenderà visione dei certificati riguardanti le prove sui materiali e dei risultati delle prove di carico eventualmente eseguite in corso d'opera - dal direttore dei lavori. A suo giudizio le opere saranno assoggettate ad ulteriori prove di carico.

7.6. Prove di carico.

L'esecuzione delle misure di deformazione sarà demandata, ove ne sia il caso, a un laboratorio ufficiale.
Di regola il carico sull'elemento che si intende provare, sarà materialmente realizzato in conformità delle ipotesi di calcolo. Sovraccarichi di prova maggiori di quelli di progetto potranno essere applicati solo in accordo col progettista.
Gli strumenti di misura saranno piazzati in numero sufficiente e con le cautele necessarie ad evitare che le misurazioni siano falsate a causa di cedimenti o dell'esistenza di vincoli estranei alle deformazioni che interessano, sia di variazioni termiche e igrometriche, dell'ambiente.
Il carico di prova sarà applicato in successive fasi.
Tra due fasi consecutive deve trascorrere il tempo necessario a che la deformazione si dimostri stabilizzata.
La deformazione residua dovrà essere misurata subito dopo lo scarico e dopo un congruo periodo di tempo.
L'esito della prova sarà ritenuto soddisfacente quando:
— nel corso dell'esperimento non si siano prodotti dissesti che menomino la sicurezza e la durata della struttura;
— la freccia permanente dopo la prima applicazione del carico massimo non superi un terzo di quella totale, ovvero, nel caso che tale limite venga superato, prove di carico successive accertino che la struttura è in grado di raggiungere un buon comportamento elastico;
— la freccia elastica risulti non superiore a quella teorica, calcolata considerando la sezione interamente reagente ed assumendo, in mancanza di determinazione diretta, il valore:

$$E'_b = 19.000 \sqrt{R'_{bk28}}$$

per il modulo elastico del conglomerato.

ALLEGATO I: VERIFICHE STATICHE PARTICOLARI

A) *Verifica delle parti tese delle mensole composte.*

1. Mensole composte con giunti a trasmissione totale di taglio.

1.1. Resistenza alle forze orientate normalmente alle sezioni orizzontali (richiamo al paragrafo 4.6.):

- a) quando gli sforzi verticali di trazione sono equilibrati da armature poste nell'interno dei pannelli queste devono essere dimensionate con i metodi usuali del cemento armato;
- b) quando gli sforzi suddetti siano equilibrati da armature poste in giunti verticali, la sezione metallica deve essere proporzionata in modo tale che l'azione resistente da essa sviluppata sia almeno eguale alle forze indotte dalle sollecitazioni esterne e che la risultante corrispondente abbia la stessa retta d'azione risultante di queste ultime;
- c) l'integrità dei pannelli può essere verificata nelle stesse condizioni che per i pannelli compressi, considerando però lo sforzo normale (trazione) come nullo nella valutazione dello sforzo principale di trazione; s'impone pertanto la condizione:

$$\tau \leq \frac{R_{bk28}}{\gamma}$$

1.2. *Sollecitazioni agenti nei giunti verticali.* La verifica della resistenza dei giunti verticali alle azioni tangenziali è condotta come nelle parti compresse. Tuttavia, nel caso in cui le trazioni siano equilibrate da armature disposte nei giunti, bisogna tener conto anche degli sforzi conseguenti alla messa in tiro di tali armature e sommarli algebricamente ai tagli corrispondenti al funzionamento di insieme della mensola. Se pertanto si considera un pannello interamente soggetto a trazione, facente parte di una mensola composta (cfr. figura IA nella quale l'azione del vento proviene da sinistra) le azioni tangenti che si esercitano sui suoi bordi verticali comprendono:
— gli sforzi s_1 e s_2 , riferiti all'unità di lunghezza e diretti verso il basso, eguali e di segno opposto agli sforzi di trascinamento necessari per mettere in tiro le armature A_1, A_2 disposte nei giunti verticali adiacenti (fig. IA, a);

— k azioni tangenti q_1, q_2 , anche esse riferite all'unità di lunghezza, che i pannelli adiacenti esercitano su quello in esame nel funzionamento d'insieme della mensola composta. Tali azioni sono orientate in sensi opposti (fig. 1A, b).

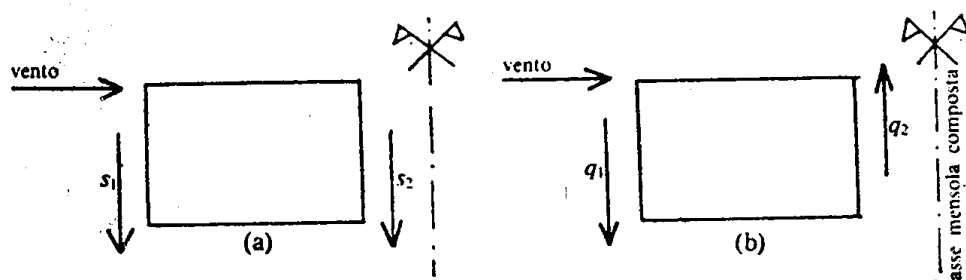


FIGURA 1A

Le giunzioni si devono quindi dimensionare per gli sforzi risultanti:

$$\begin{aligned} t_1 &= q_1 + s_1 \\ t_2 &= q_2 - s_2 \end{aligned}$$

1.3. *Giunti orizzontali.* I giunti orizzontali fra pannelli sovrapposti devono assicurare la trasmissione degli sforzi tangenti orizzontali malgrado la fessurazione in essi provocata dallo stato di trazione esistente alla superficie di contatto pannello-giunto orizzontale.

Poiché, in genere, non è possibile predisporre adeguate armature fuoriuscenti dal bordo inferiore del pannello, quest'ultimo deve essere munito di risalti o intagli che consentano la formazione di bielle compresse a 45° , malgrado la fessurazione del giunto.

In tal caso tuttavia il pannello è sede di sforzi secondari in quanto, mancando l'armatura di cucitura, le spinte delle bielle formatesi nel giunto orizzontale sono riprese solo dai giunti verticali. Poiché queste spinte sono più intense sul bordo inferiore che sul bordo superiore, nasce nel pannello un momento flettente di asse perpendicolare al suo piano di cui bisogna tener conto nella verifica d'integrità del pannello (fig. 2A).

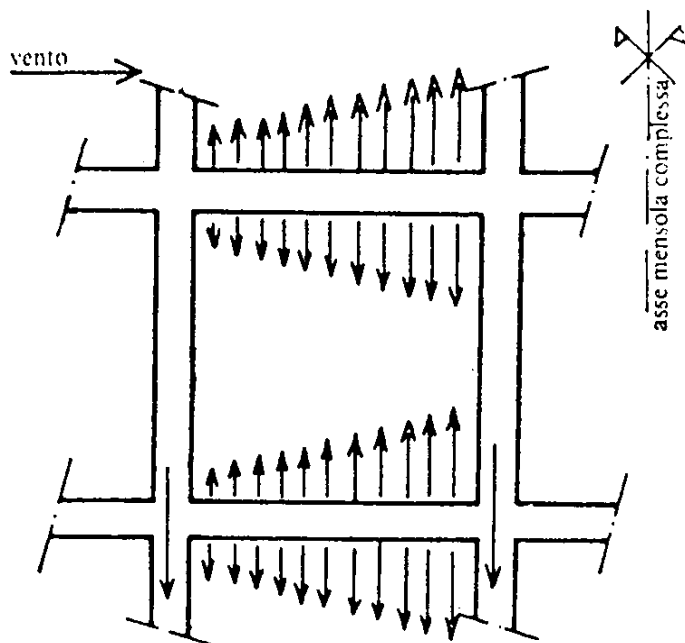


FIGURA 2A

2. Mensole collegate con chiavi elastiche.

2.1. *Armature di trazione.* Nelle mensole composte realizzate mediante chiavi elastiche, gli eventuali sforzi di trazione devono essere equilibrati da armature disposte nei giunti verticali o nell'interno dei pannelli. Tali armature sono messe in tiro per mezzo delle chiavi elastiche stesse, ciò che richiede particolari verifiche.

2.2. *Equilibrio diagonale:*

- a) il comportamento dei pannelli situati in zona tesa si può assimilare a quello delle bielle compresse orientate secondo le diagonali che risulterebbero compresse sotto l'azione degli sforzi taglienti agenti nella costruzione supposta monolitica. In figura 3A è rappresentato il modo con cui si trasmettono gli sforzi tra le mensole C_{i-1} ,

C_i, C_{i+1} attraverso la biella attiva B_i . Questo tipo di funzionamento è sconsigliato per pannelli in cui il rapporto altezza-larghezza sia inferiore a due terzi o superiore a tre;



b) la verifica della resistenza della regione d'estremità di una biella è condotta ammettendo che gli sforzi si trasmettano attraverso una superficie d'appoggio limitata dal bordo verticale del pannello e centrata sull'asse della biella, con distribuzione uniforme delle sollecitazioni.

La figura 4A precisa come viene equilibrata la biella e indica le sollecitazioni V_i e H_i che la sua estremità superiore esercita sulla chiave V .



1) La reazione verticale $V_i = T_i$ esercitata dalle bielle sulla chiave è equilibrata dallo sforzo tangenziale T_{i-1} e dalla trazione N_i affidata all'armatura verticale $V_i = T_{i-1} + N_i$.

Quando esista al piano superiore un pannello, perpendicolare al muro in esame, che si scarichi sulla chiave elastica, il peso di questo pannello può essere dedotto da N_i e se ne può tener conto nel calcolo della chiave.

2) La componente, orizzontale H_i , diminuita della componente orizzontale opposta data dal piede inferiore della biella B_{i-1} , è equilibrata dalla trazione delle catene e riportata sul bordo al vento della mensola. La trasmissione della componente orizzontale di spinta necessita o di un indentamento di una parte del giunto orizzontale (vedi fig. 5A), o la messa in opera di un'armatura di cucitura emergente dagli angoli del pannello. Non è possibile equilibrare tale componente scaricandola su un pannello adiacente, sia per i distacchi dati dal ritiro, sia perché un appoggio su una catena verticale tesa è sempre aleatorio; è infatti difficile proteggersi adeguatamente dal rischio di rottura per fenditura di un elemento di questo tipo. Si deve ancora notare che le chiavi in zona tesa sono elementi che lavorano contemporaneamente a trazione e taglio; essi devono pertanto essere studiati con la massima attenzione.

B) *Equilibramento delle spinte delle bielle dei giunti verticali mediante armature concentrate nelle catene.*

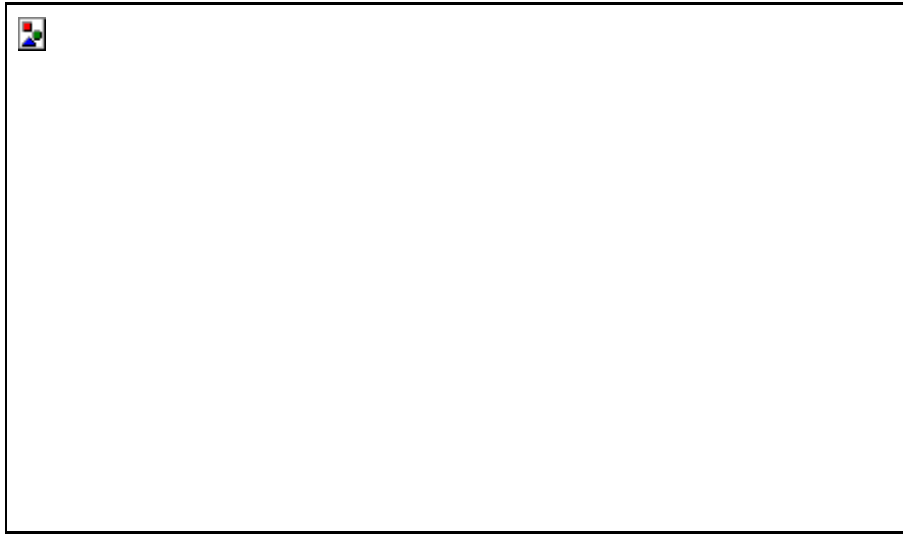
1) Questo modo d'equilibrare le spinte delle bielle dei giunti Verticali può essere utilizzato solo se i pannelli da studiare sono complanari data la debole rigidezza a flessione trasversale dei pannelli.

2) Nel caso in cui uno dei pannelli interessati dalle spinte delle bielle faccia parte della zona tesa di una mensola composta, si può applicare il metodo in oggetto solo se le superfici di contatto tra il pannello e i giunti orizzontali

sono attraversate da armature di cucitura. Infatti le bielle in cui si immagina decomposto il giunto orizzontale per assicurare la trasmissione del taglio sono inclinate in senso opposto a quello che sarebbe necessario per equilibrare le spinte provenienti dai giunti verticali (vedi figura 6A). Senza armature di cucitura, il pannello potrebbe quindi scivolare e l'equilibrio non sarebbe sicuro.

3) Dato che le spinte delle bielle sono più intense nei giunti situati più vicino all'asse neutro della mensola composta, le spinte esercitate dai due giunti verticali sul pannello sono diverse. Si ha quindi una flessione con asse perpendicolare al piano del pannello, di cui bisogna tener conto nella verifica della condizione di integrità del pannello.

Questi fenomeni sono legati alla variazione dell'azione di taglio da piano a piano e da giunto verticale a giunto verticale (vedi figure 6 A a), 6A b)).



ALLEGATO II: DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA CARATTERISTICA DEL CONGLOMERATO CEMENTIZIO

1. Resistenza caratteristica.

Un conglomerato viene individuato tramite la sua resistenza caratteristica R'_{bk28} definita come una valutazione della resistenza a compressione su cubo a 28 giorni di maturazione al disotto della quale non debbono scendere più del 5 per cento dei risultati.

La determinazione statistica della resistenza caratteristica richiede, di regola, un numero di prelievi come in appresso definiti eguale o maggiore di trenta, nel quale caso essa è data dall'espressione

$$R'_{bk} = R'_{bm} - 1,64 \delta$$

dove



è la media aritmetica delle resistenze di prelievo R'_{bm}



è lo scarto tipo, n il numero dei prelievi effettuati.

Il procedimento statistico può essere esteso, con approssimazione accettabile, anche al caso di un numero di prelievi compreso fra dieci e trenta; nel qual caso nella formula a) il coefficiente 1,64 è sostituito dal valore del coefficiente k di cui al seguente prospetto:



(è ammessa l'interpolazione lineare).

Nel calcolo non si può comunque assumere $\delta < 0,07R'_{bm}$.

Affinché l'elaborazione statistica possa essere valida, la serie dei valori delle resistenze dei prelievi deve essere omogenea, e cioè i prelievi devono corrispondere ad impasti aventi le stesse caratteristiche di qualità e rapporto quantitativo tra i vari componenti, e confezionati sostanzialmente con le stesse attrezzature, con gli stessi operatori e le stesse modalità. Inoltre i provini di tutti i prelievi devono essere stati stagionati con la stessa procedura e per uno stesso tempo e provati con uno stesso procedimento.

In tutti i casi in cui l'elaborazione statistica non è possibile per:

- ridotto numero di prove;
- cause significative che rendono non omogenea la serie dei prelievi, la resistenza caratteristica si può valutare sottraendo 60 chilogrammi per centimetro quadro al più basso dei valori delle resistenze dei prelievi.

2. Resistenza di un prelievo.

Per resistenza di un prelievo R'_{bm} si intende la media aritmetica di tutti i risultati delle prove di resistenza a compressione a 28 giorni di stagionatura, compiute sui provini confezionati con il calcestruzzo del prelievo.

3. Prova del conglomerato.

Per la preparazione, la sformatura e la stagionatura dei provini di conglomerato, vale quanto indicato nella tabella UNI 6 127-67.

La stagionatura deve avvenire «in condizioni definite di temperatura e di umidità », secondo quanto indicato al punto 4.1 a) della citata tabella.

Per la forma e le dimensioni dei provini di calcestruzzo e le relative casseforme, vale quanto indicato nella tabella UNI 6139-67, limitatamente ai provini per le prove di resistenza a compressione.

Circa il procedimento da seguire per la determinazione della resistenza a compressione dei provini di calcestruzzo vale quanto indicato nella tabella UNI 6 132-67 (v. in CLS).

[1] Circolare espressamente richiamata al punto C.7.I. dal D.M. 3 marzo 1975 n. 39 che si ritiene ancora vigente ove non incompatibile con le norme dettate per le strutture in cemento armato dal D.M. 26 marzo 1980. La presente circolare, inoltre, contiene le istruzioni per la presentazione di domande per il riconoscimento dell'idoneità tecnica di sistemi costruttivi non tradizionali di cui all'art. 1, ultimo comma, legge 2 febbraio 1974 n. 64.