

DOCUMENTO redatto da AEDES Software (09.01.2017)

a cura di: Ing. Francesco Pugi

INTERVENTI DI MIGLIORAMENTO E ANALISI STATICA NON SISMICA



**ANALISI STATICA (non sismica)
e INTERVENTI DI MIGLIORAMENTO
secondo il D.M. 14.1.2008**

**IDONEITA' STATICA secondo le
REGOLE DELL'ARTE e le NORME
IN VIGORE ALL'EPOCA DI COSTRUZIONE**

Questione

Su un edificio in muratura esistente, si deve realizzare un intervento di miglioramento, ai sensi della Normativa vigente (D.M. 14.1.2008, nel seguito DM2008).

Quali prescrizioni si devono rispettare per quanto riguarda la verifica di sicurezza dell'edificio in analisi statica non sismica?

La struttura dovrà essere staticamente "adeguata" (con verifiche di sicurezza tutte soddisfatte) nei confronti del DM2008?

Il quesito è stato posto da un Utente di PCM. In un caso di miglioramento sismico, il Progettista ha correttamente dimostrato che l'indicatore di rischio sismico allo Stato di Progetto è superiore rispetto allo Stato Attuale.

Ha poi eseguito le verifiche statiche non sismiche, esaminando tutte le combinazioni dei carichi previste dal DM2008, con carichi gravitazionali (pesi propri e carichi di esercizio) e vento: anche in questo caso si è dimostrato un miglioramento nel passaggio dallo Stato Attuale allo Stato di Progetto (incrementando il numero di pannelli con verifica soddisfatta e/o il minimo coefficiente di sicurezza per ogni tipo di verifica), senza che però le verifiche allo Stato di Progetto fossero tutte soddisfatte (ciò anche senza considerare il vento).

Presso l'Ufficio di Controllo si apre la questione posta in questo documento: **ad uno Stato di Progetto di un intervento di miglioramento, le verifiche di sicurezza statiche non sismiche, condotte seguendo combinazioni dei carichi e metodi secondo il DM2008, devono essere tutte soddisfatte?**

Discussione

Di fronte a un generico intervento di miglioramento, è necessario chiarire bene come inquadrare le verifiche statiche, condotte in assenza di sisma. Tali verifiche comprendono combinazioni di carico determinate dai carichi gravitazionali e dal vento. A parte il vento, la risposta strutturale dell'edificio sotto l'azione dei carichi gravitazionali è strettamente connessa alla sua agibilità.

Ad un approccio superficiale, sorge spontanea la seguente considerazione: un edificio non in grado di soddisfare pienamente le richieste normative dal punto di vista statico (sotto l'azione dei carichi gravitazionali), non può sostenere una seppur minima azione sismica. Gli effetti sismici infatti si sommerebbero alle criticità statiche.

Ma un giudizio di questo tipo non è soddisfacente.

Le risultanti dei carichi gravitazionali considerati in combinazione sismica (§3.2.4) sono ben distinte rispetto alla combinazione fondamentale impiegata in analisi statica non sismica (§2.5.3), e nei due ambiti (statica e sismica) vi sono differenze sulle resistenze dei materiali (attraverso i coefficienti parziali): quindi la valutazione analitica sismica non consiste semplicemente in una "aggiunta" di azioni rispetto all'analisi statica non sismica.

Inoltre, le analisi dei carichi e delle loro combinazioni, nonché i metodi di calcolo, proposti nel DM2008 per l'analisi statica non sismica sono di fatto riferiti ad edifici nuovi (ad es.: §4.5.6 per quanto riguarda gli edifici in muratura), e quando vengono applicati agli edifici esistenti si genera una serie di problematiche (ad esempio, riguardanti la snellezza di pareti di piccolo spessore).

E' quindi opportuno approfondire la questione.

Indice

- 1. CONTENUTI NORMATIVI DI RIFERIMENTO**
- 2. IDONEITA' STATICA DI UNA STRUTTURA ESISTENTE**
- 3. SINTESI OPERATIVA**
- 4. EFFETTI DELLA MODELLAZIONE STRUTTURALE**

Appendice :

GLI EDIFICI IN MURATURA PORTANTE: RIFERIMENTI STORICI PER LA PROGETTAZIONE STATICA

- A.1. EVOLUZIONE NORMATIVA AI FINI DELL'ACCERTAMENTO DI IDONEITA' STATICA**
- A.2. DAGLI ANNI '50-'60 FINO AL D.M. 20.11.1987**
- A.3. DAL D.M. 20.11.1987 IN POI**

1. CONTENUTI NORMATIVI DI RIFERIMENTO

Il DM2008 dedica ampio spazio agli edifici esistenti. In questo contesto, ci interessa porre l'attenzione su alcuni punti significativi.

In corsivo blu sono riportati gli estratti dalle Norme; i paragrafi indicati con C si riferiscono alla Circolare applicativa n.617/2009.

Si osservi che tutti i punti di seguito evidenziati sono riferiti alla generalità degli interventi su edifici esistenti (soltanto §8.7 / §C8.7 sono dedicati in modo specifico a valutazione e progettazione in presenza di azioni sismiche): pertanto, i principi esposti si applicano anche al comportamento statico dell'edificio sotto i soli carichi gravitazionali (analisi statica non sismica).

a) 2. SICUREZZA E PRESTAZIONE ATTESE: 2.1. PRINCIPI FONDAMENTALI

(...) **Per le opere esistenti è possibile fare riferimento a livelli di sicurezza diversi da quelli delle nuove opere** ed è anche possibile considerare solo gli stati limite ultimi. Maggiori dettagli sono dati al Cap.8. (...)

b) 8.4. CLASSIFICAZIONE DEGLI INTERVENTI

Si individuano le seguenti categorie di intervento:

- interventi di adeguamento atti a conseguire i livelli di sicurezza previsti dalle presenti norme;
- **interventi di miglioramento atti ad aumentare la sicurezza strutturale esistente, pur senza necessariamente raggiungere i livelli richiesti dalle presenti norme;**
- riparazioni o interventi locali che interessino elementi isolati, e che comunque comportino un miglioramento delle condizioni di sicurezza preesistenti. (...)

c) 8.5.5. AZIONI

I valori delle azioni e le loro combinazioni da considerare nel calcolo, sia per la valutazione della sicurezza sia per il progetto degli interventi, sono quelle definite dalla presente norma per le nuove costruzioni, salvo quanto di seguito precisato.

Per i carichi permanenti, un accurato rilievo geometrico-strutturale e dei materiali potrà consentire di adottare coefficienti parziali modificati, assegnando valori di γ_G adeguatamente motivati. Nei casi per i quali è previsto l'adeguamento, i valori di calcolo delle altre azioni saranno quelli previsti dalla presente norma.

d) 8.3. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

(...) La **valutazione della sicurezza** deve permettere di stabilire se:

- l'uso della costruzione possa continuare senza interventi;
 - **l'uso debba essere modificato (declassamento, cambio di destinazione e/o imposizione di limitazioni e/o cautele nell'uso);**
 - sia necessario procedere ad aumentare o ripristinare la capacità portante.
- (...)

e) C8.3. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

Per valutazione della sicurezza si intende un procedimento quantitativo volto a:

- stabilire se una struttura esistente è in grado o meno di resistere alle combinazioni delle azioni di progetto contenute nelle NTC, oppure
- a determinare l'entità massima delle azioni, considerate nelle combinazioni di progetto previste, che la struttura è capace di sostenere con i margini di sicurezza richiesti dalle NTC, definiti dai coefficienti parziali di sicurezza sulle azioni e sui materiali.

(...)

Gli esiti delle verifiche dovranno permettere di stabilire quali provvedimenti adottare affinché l'uso della struttura possa essere conforme ai criteri di sicurezza delle NTC. Le alternative sono sintetizzabili nella continuazione dell'uso attuale, nella modifica della destinazione d'uso o nell'adozione di opportune cautele e, infine, nella necessità di effettuare un intervento di aumento o ripristino della capacità portante, che può ricadere nella fattispecie del miglioramento o dell'adeguamento.

(...)

È evidente che i provvedimenti detti sono necessari e improcrastinabili nel caso in cui non siano soddisfatte le verifiche relative alle azioni controllate dall'uomo, ossia prevalentemente ai carichi permanenti e alle altre azioni di servizio; più complessa è la situazione che si determina nel momento in cui si manifesti l'inadeguatezza di un'opera rispetto alle **azioni ambientali, non controllabili dall'uomo e soggette ad ampia variabilità nel tempo ed incertezza nella loro determinazione.** Per le problematiche connesse, non si può pensare di imporre l'obbligatorietà dell'intervento o del cambiamento di destinazione d'uso o, addirittura, la messa fuori servizio dell'opera, non appena se ne riscontri l'inadeguatezza. **Le decisioni da adottare dovranno necessariamente essere calibrate sulle singole situazioni (in relazione alla gravità dell'inadeguatezza, alle conseguenze, alle disponibilità economiche e alle implicazioni in termini di pubblica incolumità).** Saranno i proprietari o i gestori delle singole opere, siano essi enti pubblici o privati o singoli cittadini, a definire il provvedimento più idoneo, eventualmente individuando uno o più livelli delle azioni, commisurati alla vita nominale restante e alla classe d'uso, rispetto ai quali si rende necessario effettuare l'intervento di incremento della sicurezza entro un tempo prestabilito.

(...)

f) C8.4.2. INTERVENTO DI MIGLIORAMENTO

La valutazione della sicurezza per un intervento di miglioramento è obbligatoria, come specificato nel § 8.3 delle NTC, ed è finalizzata a **determinare l'entità massima delle azioni,** considerate nelle combinazioni di progetto previste, cui la struttura può resistere con il grado di sicurezza richiesto. (...)

Da a) b) c) risulta chiaramente che **il livello di sicurezza richiesto per i nuovi edifici secondo le verifiche previste dal DM2008 non è obbligatorio per gli edifici esistenti**
⇒ **l'analisi statica non sismica, condotta in base al DM2008 seguendo le prescrizioni per i nuovi edifici, non deve necessariamente presentare verifiche tutte soddisfatte.**

d) e) f) indicano che l'analisi statica non sismica secondo DM2008 deve comunque essere eseguita per accertare il livello di sicurezza, e, nel caso che le verifiche di sicurezza sotto i carichi gravitazionali (permanentemente e di esercizio) non siano soddisfatte, devono essere stabiliti i provvedimenti da adottare per la conformità della struttura ai criteri di sicurezza.

E' necessario quindi indagare sulla gravità dell'inadeguatezza.

In altri termini, il fatto che le verifiche statiche secondo il DM2008 possano non essere completamente soddisfatte pone il dubbio sull'idoneità della costruzione nei confronti dei carichi permanenti e di esercizio.

Tutto ciò premesso, un possibile percorso operativo è il seguente.

(1) Si applica il DM2008 (norma in vigore all'atto della progettazione dell'intervento di miglioramento) ad entrambi gli stati Attuale e di Progetto: se lo Stato di Progetto è "adeguato"

staticamente, ossia tutte le verifiche statiche di sicurezza sono soddisfatte, non vi è altro da aggiungere. Altrimenti:

(2) lo Stato di Progetto mostra un miglioramento statico rispetto allo Stato Attuale, ma non arriva a soddisfare pienamente tutte le verifiche di sicurezza. In tal caso, **si accerta l'idoneità statica dello Stato Attuale dell'edificio, utilizzando come riferimento normativo le Norme in vigore al tempo della costruzione** dell'edificio (per questo aspetto vd. oltre).

(2a) Se l'idoneità statica dello Stato Attuale è accertata, l'intervento di miglioramento è accettabile in quanto soddisfa le prescrizioni del DM2008 (che consente per gli edifici esistenti un livello di sicurezza minore rispetto ai nuovi) e accerta l'idoneità statica dell'edificio nel suo Stato Attuale, rispetto al quale lo Stato di Progetto è caratterizzato da un miglioramento.

(2b) Se infine l'idoneità statica non è accertata, l'intervento di miglioramento dovrà essere riprogettato, e a questo punto appare ragionevole conseguire allo Stato di Progetto il rispetto completo della sicurezza secondo il DM2008.

Si potrebbe pensare ad un'alternativa: ricondursi da (2b) a (2a) attraverso un insieme di opere integrative che ripristinano la conformità dello schema attuale dell'edificio alla norma del tempo della sua costruzione. In tal modo, però, si crea un conflitto fra la Norma in vigore al momento di esecuzione di tali opere integrative (il DM2008) e la Norma di riferimento usata per progettare tali opere (la Norma in vigore al tempo della costruzione): ciò non appare accettabile.

Se quindi la configurazione attuale non ha l'idoneità statica nei confronti della Norma in vigore al tempo della costruzione, è richiesto il rispetto completo del DM2008.

E' vero che si potrebbe anche in questo caso raggiungere un livello di sicurezza inferiore a quello dei nuovi edifici: ma può diventare difficile la quantificazione dell'accettabilità di tale livello nei confronti delle condizioni di esercizio dell'edificio, in quanto si effettua un miglioramento sì, ma a partire da uno stato non idoneo, e quindi una struttura staticamente idonea non esiste né nel punto di partenza (come in (2a)) né nel punto di arrivo (come in (1)).

Nei casi di interventi di tipo (2a), lo Stato di Progetto mostra verifiche statiche non completamente soddisfatte. Un rilevante numero di interventi rientra in tale gruppo: si tratta di edifici correttamente progettati e realizzati al tempo della costruzione, soggetti oggi ad alcune modifiche.

Resta da discutere il fatto che per l'accertamento dell'idoneità statica si possa fare riferimento all'applicazione delle Norme in vigore al tempo della realizzazione della struttura: di questo si occupa il paragrafo 2. del presente documento.

2. IDONEITA' STATICA DI UNA STRUTTURA ESISTENTE

L'accertamento dell'idoneità statica di un edificio esistente è oggetto di un interessante articolo (di Nicola Mordà) reperibile ai seguenti indirizzi web:

<http://www.ediltecnico.it/30775/idoneita-statica-degli-edifici-regolamenti-comunali-locali-parte-1/>

<http://www.ediltecnico.it/31005/idoneita-statica-degli-edifici-regolamenti-comunali-locali-parte-2/>

Le costruzioni esistenti non possono ovviamente soddisfare tutti i moderni requisiti, sia geometrici (tipo la snellezza delle pareti) sia sui materiali. In generale, l'accertamento dell'idoneità statica si fa per via analitica eseguendo le verifiche di sicurezza e i criteri dimensionali previsti dalla regola dell'arte o da norme vigenti all'epoca di costruzione, incluse le norme sismiche.

Sull'idoneità statica, fra i vari documenti attualmente in vigore, viene fatto riferimento al Regolamento Edilizio del Comune di Milano e alle "Linee guida per la compilazione della dichiarazione di idoneità statica" a cura della Commissione Strutture dell'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Trento (maggio 2012).

Dal Regolamento Edilizio del Comune di Milano:

ART.11 – MANUTENZIONE E REVISIONE PERIODICA DELLE COSTRUZIONI

[...]

6. TUTTI I FABBRICATI, ENTRO 50 ANNI DALLA DATA DI COLLAUDO DELLE STRUTTURE, O IN ASSENZA DI QUESTO, DALLA LORO ULTIMAZIONE, DOVRANNO ESSERE SOTTOPOSTI AD UNA VERIFICA DELL'IDONEITÀ STATICA DI OGNI LORO PARTE **SECONDO LA NORMATIVA VIGENTE ALLA DATA DEL COLLAUDO O, IN ASSENZA DI QUESTO, ALLA DATA DI ULTIMAZIONE DEL FABBRICATO**, CHE DOVRÀ ESSERE CERTIFICATA DA UN TECNICO ABILITATO.

(...)

E' molto importante osservare che il quadro normativo di riferimento non è quello attuale ma quello vigente al momento della ultimazione dei lavori costruzione dell'immobile.

Ciò è ragionevole, dato che non è possibile pensare che una costruzione esistente possa rispettare le regole e i dettagli costruttivi prescritti dalla Normativa attuale (DM2008).

Nelle Linee Guida redatte dall'Ordine degli Ingegneri di Trento, che hanno assunto carattere di riferimento per il settore, gli edifici sono suddivisi in classi di epoca di costruzione che coincidono con specifici periodi normativi. Anche l'Ordine Ingegneri di Trento ha espresso un'indicazione analoga al Regolamento Edilizio del Comune di Milano: **la costruzione esistente deve essere verificata, e collaudata se il caso, secondo le norme vigenti all'epoca della sua edificazione.**

Per ulteriori approfondimenti sull'idoneità sismica (che può articolarsi in "dichiarazione" o in "certificazione"), si rimanda alla consultazione dei contenuti Internet indicati.

Nel presente contesto, ai fini cioè di una definizione dell'intervento di miglioramento statico (non sismico), interessa il giudizio statico sullo Stato Attuale dell'edificio condotto con riferimento alla Normativa vigente al tempo della sua costruzione.

3. SINTESI OPERATIVA

Riprendendo quanto illustrato ai punti precedenti, dal punto di vista statico non sismico l'intervento di miglioramento può essere inquadrato secondo i seguenti punti.

(1) Si applica il DM2008 (norma in vigore all'atto della progettazione dell'intervento di miglioramento) **ad entrambi gli stati Attuale e di Progetto: se lo Stato di Progetto è "adeguato" staticamente**, ossia tutte le verifiche statiche di sicurezza (con carichi gravitazionali) sono soddisfatte, non vi è altro da aggiungere. Altrimenti:

(2) lo Stato di Progetto mostra un miglioramento statico rispetto allo Stato Attuale (tenendo presente anche le combinazioni con il vento), ma **non arriva a soddisfare pienamente tutte le verifiche di sicurezza riguardanti i carichi gravitazionali**. In tal caso, si accerta l'idoneità statica dello Stato Attuale dell'edificio, utilizzando come riferimento normativo le Norme in vigore al tempo della costruzione dell'edificio.

(2a) Se l'idoneità statica dello Stato Attuale è accertata, l'intervento di miglioramento è accettabile in quanto:

- soddisfa le prescrizioni del DM2008 (che consente per gli edifici esistenti un livello di sicurezza minore rispetto ai nuovi)
- e Stato di Progetto è migliorativo rispetto ad uno Stato Attuale staticamente idoneo.

(2b) Se infine l'idoneità statica non è accertata, l'intervento di miglioramento dovrà essere riprogettato, e si dovrà conseguire allo Stato di Progetto il rispetto completo della sicurezza secondo il DM2008.

Un'osservazione a parte riguarda il **vento**: analogamente al sisma, si tratta di azioni di tipo ambientale non controllabili dall'uomo (cfr. §C8.3). Seguendo criteri analoghi al sisma, nello Stato di Progetto le combinazioni di carico statiche contenenti il vento dovranno mostrare un miglioramento rispetto allo Stato Attuale. Tuttavia, se le Norme in vigore all'epoca della costruzione prendevano in considerazione l'azione del vento (dal D.M. 20.11.1987 in poi), è opportuno che l'accertamento dell'idoneità statica dell'edificio avvenga non solo con riferimento ai carichi gravitazionali ma anche al vento.

Ricapitolando, per maggior chiarezza:

- in ogni caso: si verificano lo Stato Attuale e lo Stato di Progetto secondo il DM2008;
- un eventuale ulteriore passo richiede l'accertamento dell'idoneità statica secondo la normativa vigente all'epoca di costruzione.

In base all'epoca della costruzione, l'accertamento dell'idoneità statica in base in base all'epoca di costruzione può essere organizzato secondo i seguenti punti.

(a) Costruzioni edificate prima delle Leggi sismiche (L.1684/1962, L.64/1974): rispetto dei criteri di proporzionamento secondo la regola dell'arte (descritti nel par. A.2).

(b) Costruzioni edificate dopo l'entrata in vigore delle Leggi sismiche e prima del D.M. 20.11.1987:

se in zona sismica*, rispetto dei requisiti dimensionali richiesti dalle norme sismiche e rispetto dei criteri di proporzionamento di cui al punto (a);
se in zona non sismica*: rispetto dei criteri di proporzionamento di cui al punto (a).

(c) Costruzioni edificate dopo l'entrata in vigore del D.M. 20.11.1987:

se in zona sismica*, rispetto dei requisiti dimensionali richiesti dalle norme sismiche e rispetto dei criteri statici regolati dal D.M. 20.11.1987;
se in zona non sismica*, rispetto dei criteri statici regolati dal D.M. 20.11.1987.

* La zona di ubicazione dell'edificio si intende "sismica" o "non sismica" in base alla classificazione in vigore all'epoca di costruzione dell'edificio.

Alcune osservazioni.

1. E' importante tenere presente che **l'accertamento di idoneità statica non deve limitarsi alle sole strutture portanti verticali.**

Anche gli orizzontamenti (solai di interpiano e di copertura), le fondazioni e gli elementi strutturali secondari (quali le architravi) saranno oggetto di accertamento, ed anche nei confronti di questi componenti strutturali si potrà prendere come riferimento la regola dell'arte all'epoca della costruzione, facendo riferimento, laddove non sono disponibili contenuti normativi, a pubblicazioni autorevoli del settore. Ad esempio, le pubblicazioni ERREDIBI contengono molti dettagli sulle modalità di dimensionamento di coperture e solai in vigore via via in periodi successivi.

2. Se **l'edificio è stato oggetto di interventi nel corso della propria vita**, come epoca di riferimento per l'assetto normativo di cui controllare il rispetto, si assume quella dell'intervento più recente. Ad esempio, in un edificio costruito nel 1930 è stata completamente rifatta la copertura, nel 1985, con un nuovo tipo di solaio: il quadro normativo da considerare per accertare l'idoneità statica è quello in vigore nel 1985.

3. La sintesi operativa proposta dall'Autore di questo documento ha unicamente titolo propositivo. Ogni Progettista è ovviamente responsabile delle proprie scelte, ed ogni incarico di accertamento dell'idoneità statica dovrà essere commisurato alle esigenze del caso, con riferimento ai Regolamenti Comunali e all'evoluzione normativa del settore. La discussione presentata ha il solo obiettivo di contribuire ad una riflessione sull'argomento.

Nell'Appendice di questo documento sono riportati riferimenti dettagliati alle regole dell'arte e alle Normative che si sono susseguite nel tempo, per agevolare il percorso di valutazione dell'idoneità statica con riferimento alle Norme in vigore all'epoca della costruzione.

4. EFFETTI DELLA MODELLAZIONE STRUTTURALE

Nel percorso progettuale finora indicato, si è genericamente trattato di analisi strutturale e verifiche di sicurezza senza occuparsi delle modalità di modellazione e di calcolo; tuttavia, la corretta definizione di queste modalità è fondamentale per la quantificazione della sicurezza.

Quando infatti si afferma che una verifica è o meno soddisfatta, occorre fare riferimento ad un modello sicuro e robusto, tale da rappresentare al meglio, per quanto possibile, l'effettiva realtà strutturale dell'edificio: solo in tal modo l'elaborazione di calcolo per l'intervento di miglioramento fornisce risultati attendibili.

Si faccia riferimento al seguente paragrafo del DM2008.

2. SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE: 2.2.3. VERIFICHE.

Le opere strutturali devono essere verificate:

a) per gli stati limite ultimi che possono presentarsi, in conseguenza alle diverse combinazioni delle azioni;

b) per gli stati limite di esercizio definiti in relazione alle prestazioni attese.

*Le verifiche di sicurezza delle opere devono essere contenute nei documenti di progetto, con riferimento alle prescritte caratteristiche meccaniche dei materiali e alla caratterizzazione geotecnica del terreno, dedotta in base a specifiche indagini. **La struttura deve essere verificata nelle fasi intermedie, tenuto conto del processo costruttivo;** le verifiche per queste situazioni transitorie sono generalmente condotte nei confronti dei soli stati limite ultimi.*

Per le opere per le quali nel corso dei lavori si manifestino situazioni significativamente difformi da quelle di progetto occorre effettuare le relative necessarie verifiche.

Ai fini delle verifiche di sicurezza è quindi importante considerare il processo costruttivo, per lo meno per quelle strutture a cui corrispondono schemi statici diversi sotto fasi di carico diverse. Per gli edifici in muratura, il ruolo determinante svolto dai pesi propri delle strutture portanti richiede che le sollecitazioni da questi indotte siano valutate su appropriati schemi statici. Qualunque sia la modalità di modellazione dell'edificio in muratura (telaio equivalente con aste monodimensionali, ma anche modellazioni FEM con elementi piani 2d o spaziali 3d), si deve considerare che i pesi propri non dovrebbero essere applicati al modello finale corrispondente alla costruzione ultimata. La struttura infatti subisce, nel corso della costruzione, un assestamento progressivo; il telaio (o l'assemblaggio di elementi finiti 2d o 3d) entra in funzione solo a struttura ultimata: solo i carichi variabili e le azioni come vento e sisma devono essere applicate al modello finale, e non i pesi propri.

A tal fine, **in PCM sono state sviluppate procedure idonee per distinguere nel modello dell'edificio schemi statici corrispondenti a diverse tipologie di carico, cioè a diverse fasi costruttive.** La documentazione di PCM, cui si rimanda, illustra in dettaglio le procedure implementate

(Aedes Software: Aedes.PCM, Manuale d'uso: "Analisi per fasi costruttive" - §6.12 nell'edizione 2016).

Ne risulta un'analisi statica non sismica con risultati decisamente più attendibili, ed in generale le criticità presentate dall'applicazione dei carichi gravitazionali agli schemi globali (telaio o assemblaggio FEM 2d o 3d) si rivelano di origine modellistica e non reali: depurando il calcolo da tali disturbi, si può osservare che l'analisi statica non sismica condotta secondo il DM2008 presenta una più ampia soddisfazione delle verifiche di sicurezza (gli effetti di tagli e flessioni indotte in maschi e fasce murarie dai pesi propri di elementi 'disallineati', tipici di edifici esistenti con aperture

Appendice

GLI EDIFICI IN MURATURA PORTANTE: RIFERIMENTI STORICI PER LA PROGETTAZIONE STATICA

A.1. EVOLUZIONE NORMATIVA AI FINI DELL'ACCERTAMENTO DI IDONEITA' STATICA

Per molti secoli gli edifici furono costruiti interamente in muratura ed il loro proporzionamento statico era principalmente basato sull'esperienza del progettista. Solo nel primo ottocento, col nascere delle scuole di specializzazione per architetti, Rondelet ed altri Autori affrontarono il problema anche dal punto di vista teorico.

Nel '900 i Regolamenti edilizi di vari Paesi hanno iniziato a proporre criteri di corretto dimensionamento statico. In Italia, un documento legislativo specifico per gli edifici in muratura è stato emanato nel 1987, il D.M. 20.11.1987: "Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento".

Requisiti specifici dimensionali (geometrici) e sui materiali per le costruzioni murarie erano comunque richiesti nell'ambito delle normative sismiche, già prima del 1987:

- Legge n°1684 del 25.11.1962: "Provvedimenti per l'edilizia con particolari prescrizioni per le zone sismiche";
- Legge n°64 del 2.2.1974: "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche";
- "Norme tecniche relative alle costruzioni sismiche", con aggiornamenti vari dall'inizio degli anni '80 fino al D.M. 16.1.1996: "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche";
- Norme emanate a seguito di importanti eventi sismici (Friuli, Irpinia): D.M. 2.7.1981: "Normativa per le riparazioni ed il rafforzamento degli edifici danneggiati dal sisma nelle regioni Basilicata, Campania e Puglia", e Circ. 30.7.1981 n.21745: "Istruzioni relative alla normativa tecnica per la riparazione ed il rafforzamento degli edifici in muratura danneggiati dal sisma", con la quale fu introdotta l'analisi statica non lineare conosciuta come "Metodo POR" per la verifica sismica degli edifici in muratura, la cui applicazione si diffuse sull'intero territorio sismico italiano.

Si è riportato l'elenco delle norme sismiche poiché ai fini di un odierno accertamento di idoneità statica secondo le Norme in vigore all'epoca della costruzione, per edifici posti in zona sismica* il riferimento normativo antisismico in vigore all'epoca della costruzione deve essere tenuto in considerazione. Infatti, le Norme antisismiche hanno imposto criteri costruttivi che edifici correttamente progettati devono comunque aver rispettato.

* La zona di ubicazione dell'edificio si intende "sismica" o "non sismica" in base alla classificazione in vigore all'epoca di costruzione dell'edificio.

Le modalità di analisi statica non sismica di edifici in muratura realizzati prima dell'avvento delle norme attualmente in vigore (DM2008) sono illustrate nei paragrafi seguenti:

- par. A.2: dagli anni 1950-1960 fino al D.M. 20.11.1987: criteri di dimensionamento statico corrispondenti alla regola dell'arte; tali criteri possono essere adottati anche per periodi precedenti, quando i dimensionamenti si basavano sostanzialmente sull'esperienza del progettista.
- par. A.3: dal D.M. 20.11.1987 in poi.

A.2. DAGLI ANNI '50-'60 FINO AL D.M. 20.11.1987

Per il periodo dagli anni '50/'60 fino all'emanazione delle norme specifiche previste dalla Legge 64/74, i criteri di dimensionamento statico non sismico degli edifici in muratura, pur non regolati in Italia da normative specifiche, erano comunque definiti con riferimento a regole di altri Paesi e come regola dell'arte, e divulgati da varie fonti. Grande importanza e diffusione ebbero le pubblicazioni ERREDIBI: la rivista Bollettino tecnico "Il Laterizio", e i Manualetti periodicamente aggiornati. Ad esse è possibile fare riferimento per conoscere i criteri di corretta progettazione in vigore a quei tempi; si riportano nel seguito alcuni estratti significativi, rinviando ai testi completi per ulteriori dettagli e approfondimenti.

da: "IL LATERIZIO", BOLLETTINO PERIODICO ERREDIBI, n°1 (aprile 1950):

CARICO DI SICUREZZA ALLA COMPRESSIONE PER LE MURATURE

MATERIALI E LEGANTI	in kg./cmq.	
MATTONI PIENI COMUNI E MALTA DI CALCE AEREA	7	MATTONI PIENI O SEMIPIENI
MATTONI PIENI COMUNI E MALTA DI CALCE IDRAULICA O MALTA BASTARDA	9	
MATTONI PIENI COMUNI CON MALTA DI CEMENTO	11	
MATTONI PIENI AD ALTA RESISTENZA E MALTA DI CEMENTO	14	
NB. PER I PILASTRI RIDURRE σ_c A METÀ DEI VALORI SUINDICATI		
BLOCCHI S CON MALTA DI CALCE AEREA	4	MATTONI FORATI
BLOCCHI S CON MALTA DI CALCE IDRAULICA O MALTA BASTARDA	5	
BLOCCHI S CON MALTA DI CEMENTO	6	

MURATURE DI LATERIZI FORATI - BLOCCHI S -

Lo spessore delle murature, per le normali costruzioni civili di due o tre piani, viene determinato in relazione alle minime necessità di coibenza termica, ed è notorio che dal lato puramente statico esso risulta esuberante.

Per tale ragione trovarono in passato sporadico impiego le murature con interposta camera d'aria che però complicano la costruzione e non diminuiscono i tempi di lavorazione.

Notevoli vantaggi offre invece l'impiego del « Blocco S » le cui dimensioni di cm. 25×25×12 corrispondono a quelle di 4 mattoni UNI in opera (cm. 25×12×5,5) tenuto conto dello spessore normale di malta di 1 cm., mentre il peso volumetrico è inferiore alla metà. Ne consegue una notevole economia sul trasporto, sulla mano d'opera, sul legante e sulle fondazioni, di entità facilmente conteggiabili coi dati contenuti nella precedente tavola I).

Vantaggio non ultimo in ordine d'importanza è quello derivante dalla rapidità con la quale la muratura in « Blocchi S » essicca, cosicché si può dire che la casa è abitabile appena finita.

Fig. 1 - Prove su pilastri in « Blocchi S » eseguite al Politecnico di Milano (certificato n. 1043) altezza cm. 68, sezione cm. 50×25. Carico di rottura medio Tonn. 32,5.

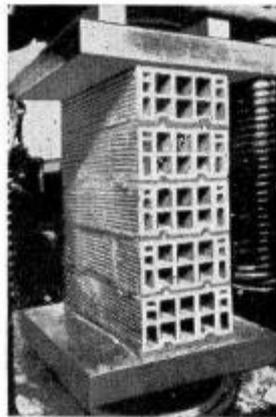


Fig. 2 - Oltre al blocco da 25×25×12 si producono i mezzi blocchi da cm. 25×12×12 per cui è possibile ottenere i seguenti spessori corrispondenti a:

25 38 51 64 cm.

2 3 4 5 teste di mattoni UNI. Com'è visibile in figura, angoli e mazzette possono essere ottenuti con mattoni pieni le cui dimensioni sono sottomultipli dei « Blocchi S ».

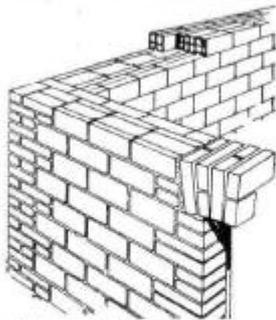


Fig. 3 - Sezione di murature in « Blocchi S » da 3 teste con applicazione di rivestimento esterno in COTTOANTICO. Sulle aperture, architravi SAPAL.

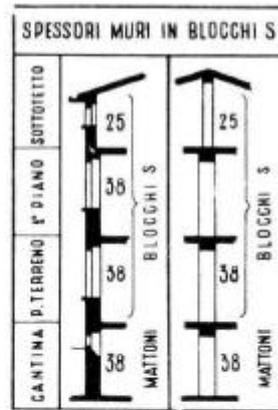
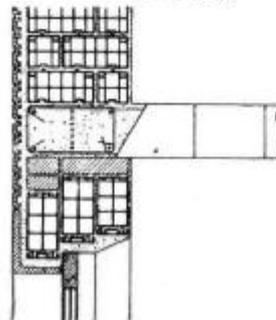


Fig. 4 - Spessori normali delle murature in « Blocchi S ».

Per portate delle strutture orizzontali, superiori a quelle normali, la verifica delle sollecitazioni unitarie di compressione della muratura va fatta tenendo presente i dati delle sollecitazioni ammissibili riportati nella tabella a pag. 3 (Bollettino n. 1).

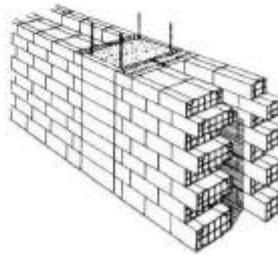


Fig. 5 - Blocchi S a formazione di pannelli di chiusura in costruzioni con ossatura di cemento armato.

Le casseforme per pilastri, canne fumarie, canne di scarico ecc. possono essere ottenute nel corpo delle murature in Blocchi S mediante elementi speciali che verranno illustrati nel prossimo numero.

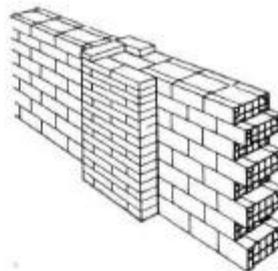


Fig. 6 - Pilastri o lesene di mattoni pieni possono essere facilmente intercalati nelle murature di Blocchi S.

Per capannoni in genere dove i muri portanti sono da considerarsi isolati e non soggetti a spinte laterali oltre a quelle del vento, detto l la luce in m. fra i muri, h l'altezza in gronda, i l'interasse dei pilastri in mattoni, la superficie S (in mq.) della sezione resistente per un tratto di lunghezza pari ad i è data con buona approssimazione da

$$S = \frac{i \cdot l \cdot h}{\alpha \sqrt{l^2 + h^2}} \quad \text{dove } \alpha = \begin{cases} 12 & \text{per la malta di calce} \\ 14 & \text{» » » bastarda} \\ 16 & \text{» » » di cem.} \end{cases}$$

Ad esempio:

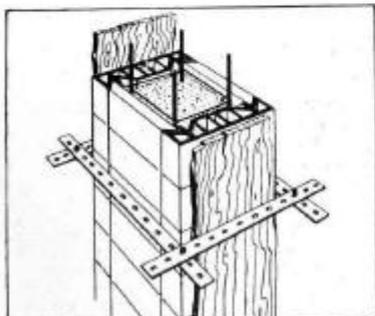
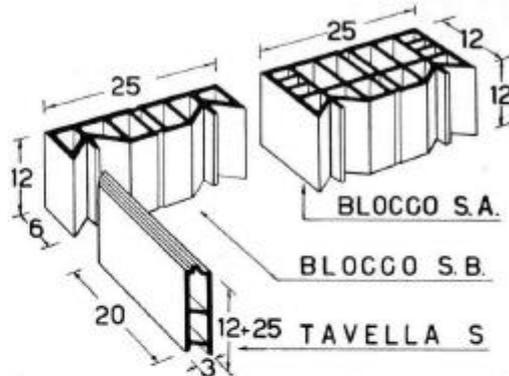
per $l = 12$ m. $h = 4,50$ m. $i = 4,50$ m.
 $\alpha = 16$ si ricava $S = 1,20$ mq.

Adottando come in figura i pilastri in mattoni da cm. 51×38 e la muratura in blocchi S da cm. 25 si ha $S = 0,38 \cdot 0,51 + 0,25 \cdot 4,12 = 1,22$ mq.

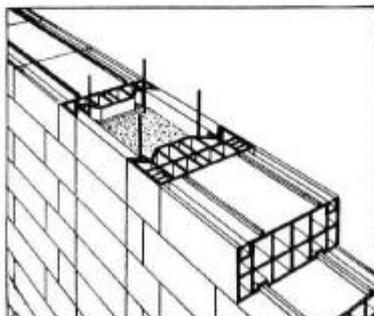
(continua)

MURATURE DI LATERIZI FORATI • BLOCCHI SA - BLOCCHI SB - TAVELLE S

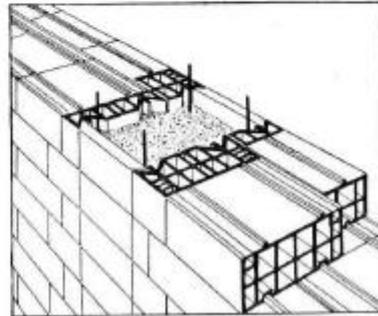
Per l'inclusione nelle murature in Blocchi S di pilastri in cemento armato, canne fumarie, canalizzazioni per tubazioni varie, è utile l'impiego di elementi speciali a fori verticali facilmente divisibili a metà, studiati in modo da poter eventualmente sostituire il mattone comune anche per la chiusura terminale della muratura forata o la formazione delle mazzette in corrispondenza delle aperture. Essi sono muniti d'incastro per apposite tavelle, di lunghezza variabile a seconda delle necessità. In figura sono illustrate varie possibili utilizzazioni dei detti elementi.



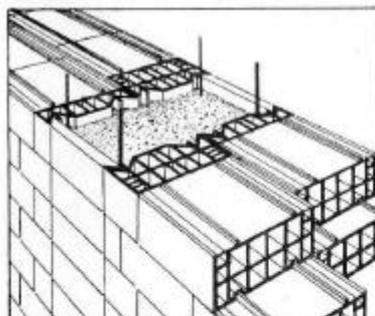
1 - Cassaforma portante in laterizio per pilastri isolati ottenuta con Blocchi SB e tavelle S tenuti insieme da due ritagli di tavole e comuni "cravatte",..



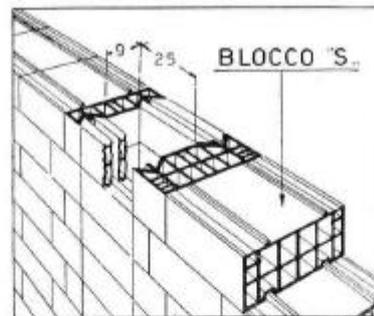
2 - Cassaforma in laterizio per pilastro intercalato in muratura portante di Blocchi S spessa centimetri 25 ottenuta con Blocchi SA, SB e tavelle S.



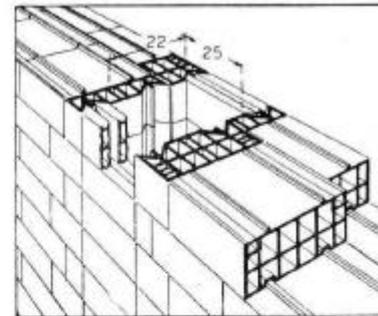
3 - Cassaforma in laterizio per pilastro intercalato in muratura di Blocchi S da centimetri 38 (3 teste) ottenuta con gli stessi elementi, alcuni dei quali spaccati a metà



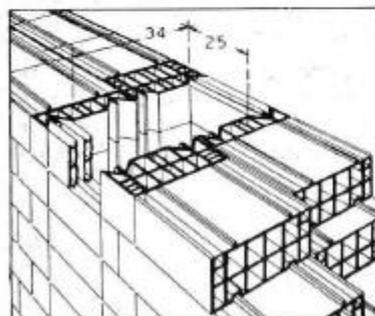
4 - Cassaforma in laterizio per pilastro intercalato in muratura di Blocchi S portante da centimetri 51 (4 teste)



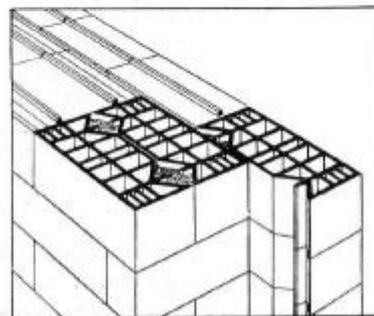
5 - Canna fumaria a doppia parete e tripla camera d'aria intercalata in muratura di Blocchi S portante da cm. 25.



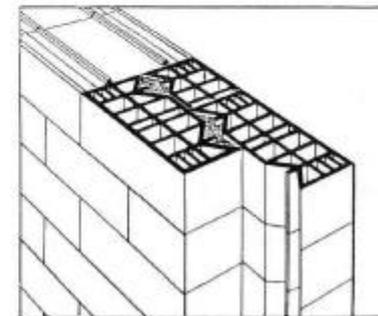
6 - Canna fumaria a doppia parete e tripla camera d'aria intercalata in muratura di Blocchi S portante da cm. 38.



7 - Canna fumaria in muratura da cm. 51. Le scanzature intermedie consentono l'inserimento di altre tavelle qualora fosse necessario dividere la sezione della canna in 2 parti.



8 - Anche per gli angoli o comunque per testate della muratura ove rimarrebbero in vista i fori dei Blocchi S, gli elementi SA ed SB trovano utile impiego.



9 - Le ultime due figure illustrano l'applicazione degli elementi SA ed SB per la formazione di mazzette in muratura di Blocchi S da centimetri 25 e da centimetri 38.

da: MANUALETTO ERREDIBI

MURATURE - SOLAI - COPERTURE - ARCHITRAVI - PRECOMPRESSI
dati pratici estratti dal Bollettino tecnico "IL LATERIZIO"
Quinta Edizione aggiornata
ERREDIBI PIACENZA, 1962

MURATURE (estratto: pagg. 1-14)

Indice

GENERALITA'	pag. 1
Tipi di laterizi per strutture verticali - quantitativi di materiale e mano d'opera	" 2
RESISTENZE MEDIE EFFETTIVE DI LATERIZI PER MURATURE	" 4
PROPORZIONAMENTO STATICO DELLE MURATURE	" 5
Carichi di sicurezza ammissibili per le murature in mattoni pieni e semipieni	" 6
In funzione della resistenza della malta e dei mattoni	" 7
In funzione della resistenza dei mattoni e per determinati tipi di malta	" 9
Carichi di sicurezza ammissibili nelle murature di blocchi forati	" 11
Muratura Armata in blocchi "S" e relativi momenti d'inerzia per sezione parzializzata	" 12
Architravi su aperture ricavate nella muratura	" 14

1 2 3 4 5 6 7 8 9

10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26 27 28 29 30 31 32 33 34 35 36 37 38 39 40 41 42 43 44 45 46 47 48 49 50 51 52 53 54 55 56 57 58 59 60 61 62 63 64 65 66 67 68 69 70 71 72 73 74 75 76 77 78 79 80 81 82 83 84 85 86 87 88 89 90 91 92 93 94 95 96 97 98 99 100

MURATURE

Nelle tabelle che seguono sono riportati gli elementi necessari alla compilazione delle analisi di costo a rustico delle varie strutture murarie in laterizio. Per i quantitativi unitari si è fatto riferimento ad uno spessore normale dei giunti di malta di 1 cm (peso malta 1800 Kg/mc), ed alle dimensioni degli elementi indicate nelle figure. I tempi di lavorazione possono variare sensibilmente da zona a zona e sono soprattutto in relazione all'addestramento delle maestranze. Le ore lavorative, riportate nelle tabelle, rappresentano, con buona approssimazione, i tempi medi dell'opera di muratori e manovali (n. ore di muratore circa uguale al n. ore manovale), per l'approntamento dell'impalcatura di lavoro, la preparazione della malta, il sollevamento e la posa dei materiali. Quindi, noto il prezzo del laterizio franco fornace, e determinato, in base al peso, il costo del trasporto in cantiere, si potrà stabilire, in funzione degli elementi locali di costo, la spesa unitaria di costruzione.

(4)

QUANTITÀ RELATIVE AD 1 MC DI MURATURA

TIPI	Peso unit. Kg	Ogni mc di muro			Peso Kg
		n. pezzi	mc malta	ore muratore	
0 Matt. pieno UNI 1606	2,8	455	0,25	5,00	1725
1 Mattone semipieno	2,4	455	0,26	5,00	1550
2 DOPPIQUINI a 21 fori	3,5	230	0,18	3,00	1100
3 Blocca S (4 UNI)	5,0	114	0,15	2,40	840

All'opera di muratore segnata in tabella occorre aggiungere un pari numero di ore per la manovalanza.

Spessori normali dei muri ottenibili con elementi di dimensioni UNI considerando lo spessore dei giunti di malta pari ad 1 cm:

Muratura da una testa	spessore	cm
» due testa	»	25
» tre »	»	38
» quattro »	»	51
» n »	»	13 n - 1

COMPUTI MURATURE - 3

QUANTITÀ RELATIVE AD 1 MQ DI PARETE

TIPI	Peso unit. Kg	Spess. parete	IN FOGLIO			peso Kg/mq	
			n. pezzi	mc malta	ore murat.		
0 Mattone pieno UNI 1606	2,8	5,5	29,5	0,0062	0,50	95	
1 Mattone semipieno	2,4	5,5	29,5	0,0062	0,50	80	
5 6 7 8 Mattoni forati	15 x 4,5 x 30	1,6	4,5	21	0,004	0,45	41
	12 x 5,5 x 25	1,1	5,5	30	0,0055	0,50	43
	12 x 8 x 24	1,6	8	32	0,008	0,50	65
	15 x 10 x 30	3,0	10	21	0,008	0,45	78
9 Parete ISOLFON	elem. da cm 40	5,0	8	10			
	elem. da cm 30	4,0	8	13,4	0,005	0,40	60
	elem. da cm 20	2,8	8	20			

DA UNA TESTA							
TIPI	Peso unit. Kg	Spess. parete	n. pezzi	mc malta	ore murat.	peso Kg/mq	
0 Mattone pieno UNI 1606	2,8	12	59	0,022	0,80	205	
1 Mattone semipieno	2,4	12	59	0,023	0,80	180	
2 DOPPIQUINI a 21 fori	3,5	12	30	0,013	0,50	130	
4 1/2 Blocca "S,"	2,7	12	30	0,010	0,40	100	
5 6 7 8 Mattoni forati	15 x 4,5 x 30	1,6	15	60	0,030	0,70	150
	12 x 5,5 x 25	1,1	12	60	0,022	0,65	105
	12 x 8 x 24	1,6	12	44	0,019	0,60	105
	15 x 10 x 30	3,0	15	30	0,016	0,60	120

All'opera di muratore segnata nelle tabelle occorre aggiungere un pari numero di ore per la manovalanza.

RESISTENZE MEDIE EFFETTIVE DI ELEMENTI PER MURATURE IN LATERIZIO

PROVENIENZA	Tipo di materiale e carico di rottura in Kg/cm ²			
	Mattoni UNI		Semipieni DOPPIIUNI	Blocchi "S"
	Pieni	Semi-pieni		
R. D. B. PONTENURE (Piacenza)	370	340	360	—
CAMINATA »	320	480	380	—
CORTEMAGGIORE »	330	375	535	75
LUGAGNANO »	360	360	500	—
CASTELVETRO »	315	430	515	65
CAORSO »	—	250	225	—
BORGONOVO V.T.	400	—	—	65
SALSOMAGGIORE (Parma)	—	275	380	65
VALDAORA (Bolzano)	280	—	—	35
BRESCIA-FOLZANO	—	265	145	40
BRIOSCO (Milano)	320	—	256	37
VILLAFRANCA D'ASTI	365	350	360	—
SALCA-SAME BEVERARA (Bologna)	460	300	—	65
S. LAZZARO »	400	385	290	80
RASTIGNANO »	345	385	—	—
BOTTRIGHE (Rovigo)	285	—	295	70
DONADA »	250	215	290	45
MORTESINS (Udine)	—	295	230	—
SAUDINO-R.D.B. SARZANA (La Spezia)	320	420	370	75
LA SPEZIA	210	—	150	—
AVENZA (Massa)	275	—	435	95
A. L. A. S. VITO MARINA (Chieti)	—	—	500	—
T. L. P. TROIA GIARDINETTO (Foggia)	—	—	—	65
S. M. C. FOGGIA	290	—	—	—

PROPORZIONAMENTO STATICO DELLE MURATURE

La resistenza di una muratura dipende principalmente da:

- 1) resistenza del laterizio
- 2) resistenza della malta impiegata
- 3) snellezza dell'elemento murario

Per snellezza s'intende il rapporto fra l'altezza libera d'inflessione del pilastro h (che negli edifici si considera pari all'altezza intermedia fra due orizzontamenti) e la minore larghezza della sua sezione s. Ad esempio: se l'altezza dei piani di un fabbricato in muratura è di m 3 e lo spessore della muratura è di cm 38 (tre teste) si ha:

$$\text{Snellezza} = \frac{h}{s} = \frac{300}{38} = 8$$

Se il pilastro alto h non è vincolato in sommità contro movimenti laterali, viene assunta, per il calcolo della snellezza, un'altezza pari a 2 h.

La resistenza delle murature a compressione è da ritenersi generalmente superiore a quella del legante che entra nella loro formazione, ed inferiore a quella dei mattoni che la compongono. L'esperienza ha dimostrato che le malte distribuite entro le murature presentano resistenza assai maggiore di quella che si riscontra nei saggi isolati delle stesse malte, e che, a parità di altre condizioni, i carichi limiti variano in ragione inversa allo spessore dei giunti; nelle murature conviene perciò limitare al puro necessario gli intervalli fra mattone e mattone occupati dal cementante.

CARICHI DI SICUREZZA AMMISSIBILI PER LE MURATURE IN MATTONI PIENI E SEMIPIENI

Nel diagramma a lato, ciascuna retta corrisponde ad una determinata resistenza r_1 del mattone (pieno o semipieno) mentre sulle ascisse sono riportate le resistenze della malta impiegata r_2 (misurata su provini cubici di lato pari a 7 cm). Le corrispondenti ordinate danno il carico di sicurezza R ammissibile per indici di snellezza $(h/s) \leq 10$. Per indici di snellezza superiori, il carico ammissibile R letto nel diagramma, viene ridotto ad R_1 secondo la seguente formula:

$$R_1 = R \left(1,5 - \frac{1}{20} \frac{h}{s} \right)$$

valevole nei seguenti limiti:

$$0 < \frac{h}{s} < 30 - \frac{40}{R}$$

ESEMPIO: altezza dei piani h = 300 cm

spessore della muratura s = 25 cm (2 teste)

snellezza = $300 : 25 = 12$

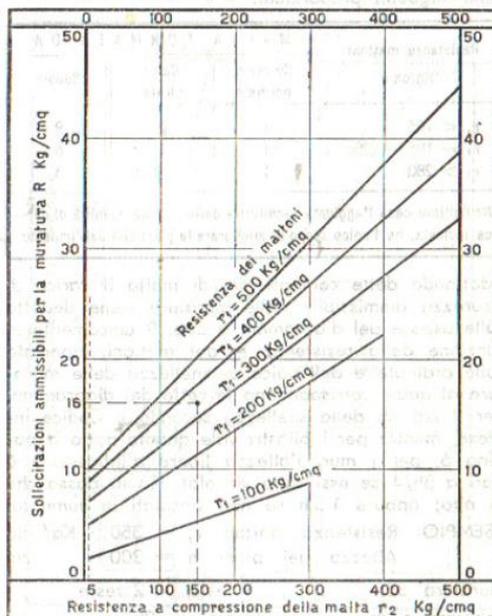
Resistenza dei mattoni: $r_1 = 350 \text{ Kg/cm}^2$

Resistenza della malta: $r_2 = 150 \text{ Kg/cm}^2$

Carico di sicurezza, letto sulla ordinata del diagramma, ammissibile per la muratura con indice di snellezza non superiore a 10: R = 16 Kg/cm². Carico di sicurezza ammissibile per la muratura considerata con indice di snellezza 12:

$$R_1 = 16 \left(1,5 - \frac{12}{20} \right) = 16 \times 0,9 = 14,4 \text{ Kg/cm}^2$$

CARICHI DI SICUREZZA DELLA MURATURA IN FUNZIONE DEI CARICHI DI ROTTURA DEI MATTONI PIENI O SEMIPIENI E DELLA RESISTENZA A ROTTURA DELLA MALTA IMPIEGATA



Vale per indice di snellezza $h/s \leq 10$ ammesso che lo spessore dei giunti di malta sia di cm $1 \div 1,5$.

(Da P. Haller - La Briquerie de Terre Cuite, A. S. F. B. T. - Zurigo)

Le prescrizioni inglesi consigliano di adeguare il tipo di malta da impiegare, alla resistenza dei mattoni, nelle seguenti proporzioni:

Resistenza mattoni Kg/cm ²	MALTA FORMATA DA		
	Cemento normale	Calce idrata	Sabbia
$r_1 < 105$	1	2	9
$r_1 = 105 \div 280$	1	1	6
$r_1 > 280$	1	0 ÷ 0,25	3

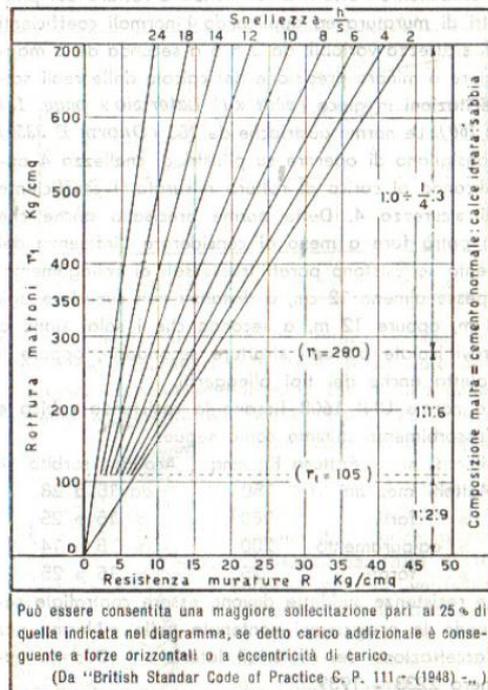
Nell'ultimo caso l'aggiunta facoltativa della piccola quantità di calce indicata, ha l'unico scopo di migliorare la plasticità dell'impasto

Adottando dette composizioni di malta il carico di sicurezza ammissibile nelle murature viene dedotto sulle ascisse del diagramma a pag. 9 unicamente in funzione della resistenza r_1 dei mattoni, riportata sulle ordinate e dell'indice di snellezza delle murature al quale corrispondono le rette del diagramma. Per il calcolo della snellezza secondo il Codice inglese, mentre per i pilastri vale quanto detto a pagina 6, per i muri l'altezza libera d'inflexione è pari a $3h/4$ se essi sono vincolati sia in basso che in alto; oppure $1,5h$ se non vincolati in sommità.

ESEMPIO: Resistenza mattoni $r_1 = 350$ Kg/cm²
Altezza dei piani $h = 300$ cm

Muratura da:	3 teste	2 teste
Spessore $s =$	38 cm	25 cm
Snellezza $\frac{3h}{4s} =$	6	9
Carico ammissibile $R =$	18	15
		Kg/cm ²

CARICHI DI SICUREZZA DELLA MURATURA IN FUNZIONE DEL CARICO DI ROTTURA DEI MATTONI ESSENDO FISSATE LE PROPORZIONI D'IMPASTO DELLE MALTE DA IMPIEGARSI



Sollecitazioni maggiori di quelle ricavabili dai diagrammi possono essere adottate controllando sperimentalmente l'effettiva resistenza a rottura dei pilastri di muratura ed applicando i normali coefficienti di sicurezza variabili da 3 a 5 a seconda della maggiore o minore precisione del calcolo delle reali sollecitazioni in gioco (vedi « Il Laterizio » pagg. 134 e 160). Le norme austriache del '51 (Onorm B 3350) consigliano di operare su pilastri di snellezza 4 applicando al carico di rottura misurato il coefficiente di sicurezza 4. Dette norme precisano anche che si potrà fare a meno di considerare l'influenza del vento se esistono pareti trasversali di collegamento, spesse almeno 12 cm, a distanza non superiore agli 8 m, oppure 12 m, a seconda che i solai siano a travi isolate portanti strutture secondarie, oppure a soletta anche dei tipi alleggeriti.

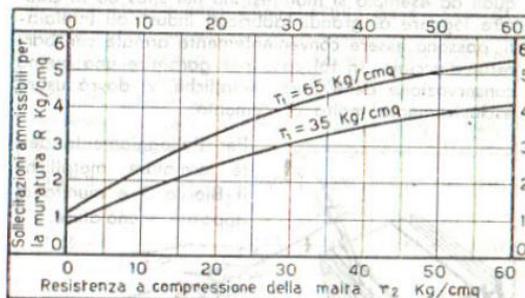
Le norme UNI 1608 fissano la resistenza cubica e l'assorbimento minimo come segue:

	Rottura Kg/cm ²	Acqua assorbita %
Mattoni mezzani	150	da 15 a 28
> forti	180	> 15 > 25
> da paramento	200	> 8 > 14
> forati	250	> 15 > 25

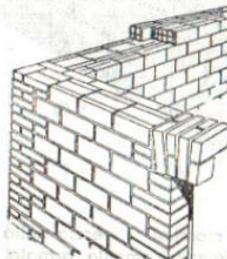
Le resistenze suddette devono essere controllate secondo le prescrizioni contenute nelle « Norme per l'accettazione dei materiali laterizi » - Decreto numero 2233 - 1939.

CARICHI DI SICUREZZA AMMISSIBILI NELLE MURATURE DI BLOCCHI FORATI

(In funzione della resistenza r_1 dei blocchi e r_2 della malta)

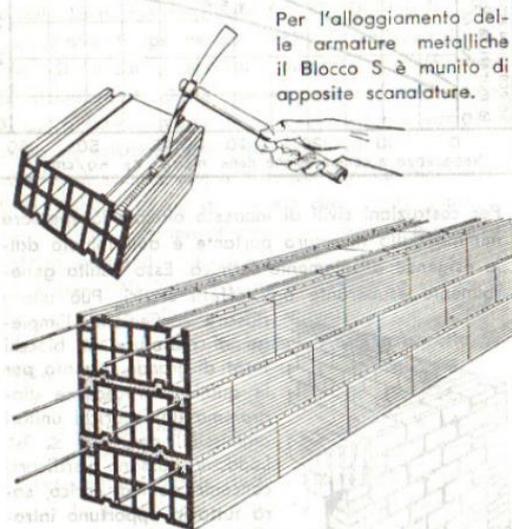


Per costruzioni civili di modesta altezza lo spessore minimo della muratura portante è determinato dalle esigenze d'isolamento termico. Esso risulta generalmente esuberante agli effetti statici. Può allora riuscire conveniente l'impiego di murature in blocchi forati di grande formato, per le quali il precedente diagramma dà i carichi unitari ammissibili per $(h/s) \leq 10$. Laddove possono verificarsi concentrazioni di carico, sarà tuttavia opportuno introdurre zone o spalle in mattoni pieni o semipieni.



MISURAZIONE DELLE MURATURE ARMATE

Le murature soggette a notevoli azioni orizzontali, quali ad esempio si manifestano nei silos od in chiusure leggere di grandi fabbricati industriali intelaiati, possono essere convenientemente armate con barrette d'acciaio. In tal caso per garantire una buona conservazione delle parti metalliche, si dovrà usare esclusivamente malta di cemento.



Per l'alloggiamento delle armature metalliche il Blocco S è munito di apposite scanalature.

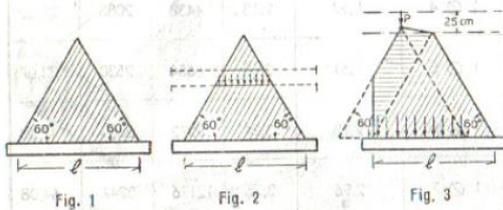
Nella tabella sono riportati i momenti d'inerzia della sezione effettiva supposta simmetricamente armata.

MOMENTI D'INERZIA PER SEZIONE EFFETTIVA PARZIALIZZATA (J) E MOMENTI RESISTENTI (W_c, W_t) DI 1 ML DI MURO DA CM 25 IN BLOCCHI S ARMATO SIMMETRICAMENTE CON UN TONDINO PER OGNI SCANALATURA (15,4 FERRI/ML)

Armatura per ogni scanalatura	Armatura totale lembo teso (cm ²)	Asse neutro X (cm)	Momenti d'inerzia J (cm ⁴)	Momenti resistenti	
				W_c (cm ³)	W_t (cm ³)
1 Ø 3	0,55	1,60	2580	1613	12,20
1 Ø 4	0,97	2,13	4438	2083	21,52
1 Ø 5	1,51	2,63	6654	2530	33,07
1 Ø 6	2,18	3,24	9272	2862	47,53
1 Ø 7	2,96	3,75	12176	3247	64,08
1 Ø 8	3,87	4,15	15399	3711	82,79
1 Ø 9	4,89	4,65	18878	4060	104,30
1 Ø 10	6,04	5,07	22622	4462	127,95
1 Ø 12	8,69	5,87	30809	5249	182,52

ARCHITRAVI SU APERTURE RICAVATE NELLA MURATURA

Quando si possa staticamente ritenere che sopra alla trave si generi un effetto di volta scaricantesi ai lati, si considererà gravante su questa solo il peso del muro incluso in un triangolo equilatero avente come base la luce della trave (fig. 1). Se entro il detto triangolo agiscono sulla muratura dei carichi uniformemente distribuiti (es. soffi) questi vengono considerati solo per la parte che si trova entro i limiti del triangolo (fig. 2).



Se entro la luce della trave agiscono carichi concentrati essi dovranno essere considerati ammettendo una distribuzione del carico a 60°, anche se il loro punto d'applicazione è al di fuori del triangolo, ma sia tuttavia al di sotto della linea orizzontale posta 25 cm al di sopra della sommità del triangolo stesso. Dovrà essere inoltre aggiunto il peso della muratura indicata in disegno con tratteggio orizzontale (fig. 3). (DIN 1053 dicembre 1952).

Dalla metà degli anni '70 i criteri di dimensionamento compresero anche gli effetti delle azioni orizzontali, vento incluso. Non c'era ancora una Normativa specifica (che sarebbe giunta solo nel 1987), ma metodologie di calcolo più evolute erano già note, e quindi era opportuno considerarle ai fini di una corretta progettazione.

da: "IL LATERIZIO", BOLLETTINO PERIODICO ERREDIBI, n°150-151 (febbraio-aprile 1975):

1156 —

EDIFICI A STRUTTURA MURARIA

Per molti secoli gli edifici furono costruiti interamente in muratura ed il loro proporzionamento statico era principalmente basato sull'intuizione e la sensibilità del progettista. Solo nel primo ottocento, col nascere delle scuole di specializzazione per architetti, il Rondelet ed altri autori affrontarono il problema anche del punto teorico (1). Un'aggiornamento di tali teorie si è reso necessario con l'introduzione nella pratica costruttiva di strutture orizzontali atte a collegare rigidamente le strutture verticali. Dei nuovi orientamenti, già adottati nelle regolamentazioni vigenti in vari paesi, esporremo sinteticamente gli aspetti fondamentali, iniziando con l'elencazione delle ipotesi generalmente adottate, che consentono di ridurre il calcolo della struttura spaziale, alla verifica dei singoli elementi che la compongono.

1° - IPOTESI DI CALCOLO

a) la muratura si comporta come un materiale omogeneo elastoplastico (v. pagina 744) avente resistenza a trazione trascurabile e resistenza a compressione da determinarsi direttamente od indirettamente in base alle caratteristiche meccaniche dei materiali impiegati (v. pag. 736).

In alternativa le singole norme forniscono le tensioni ammissibili (oppure le tensioni di calcolo per un proporzionamento allo stato limite di rottura), in funzione della classe di resistenza dei mattoni (che deve essere garantita dal fornitore - v. pag. 1056) e della composizione delle malte impiegate.

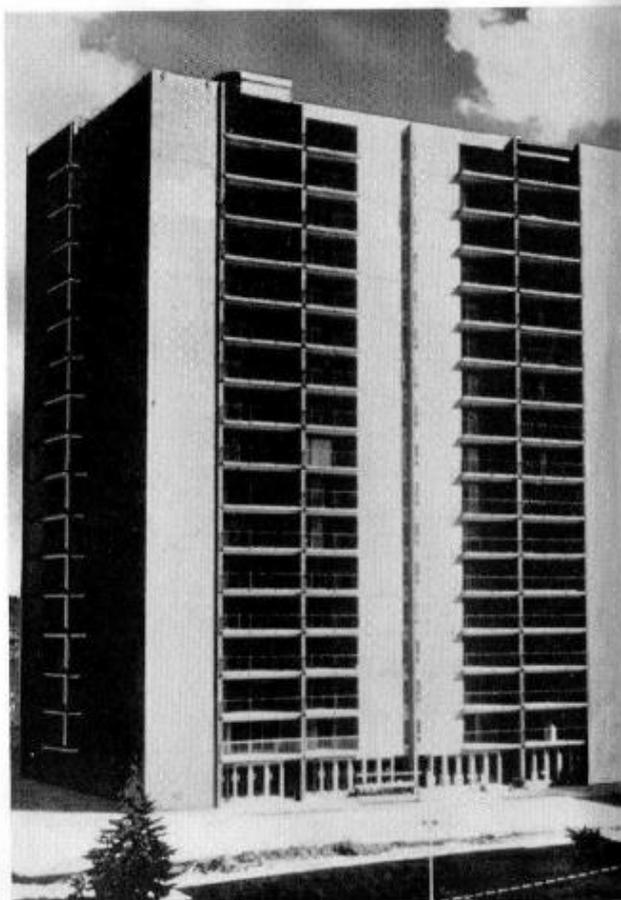
b) gli elementi murari portanti, che devono essere disposti almeno in due direzioni (ad esempio ortogonali fra di loro), sono rigidamente collegati dai solai.

Per «elemento murario» s'intende una parte di muro (o pilastro) geometricamente caratterizzato dall'area A della sezione e dall'altezza l fra due orizzontamenti consecutivi.

c) le azioni orizzontali si ripartiscono tramite i solai funzionanti come travi-parete, fra i vari elementi murari che nella direzione delle azioni presentano una maggior rigidità, in parti proporzionali alla rigidità di ciascuno di essi (fig. 2a).

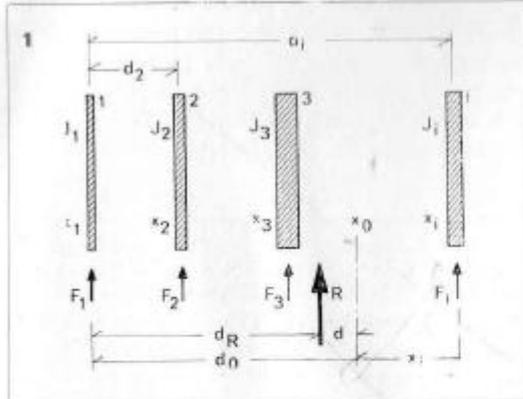
Quando vi sia disassamento fra le risultanti delle azioni ed il baricentro delle rigidità, si terrà conto dell'effetto dovuto al momento torcente (fig. 2b).

Le azioni del vento (o scisma) si schematizzano attraverso l'introduzione di due sistemi di forze orizzontali, agenti non contemporaneamente, secondo due direzioni ortogonali, che possono essere ipotizzate coincidenti con le due direzioni principali degli elementi murari. In tal caso si ipotizza che si oppongono a ciascuno dei detti due sistemi di forze orizzontali solo gli elementi murari il cui asse maggiore (della sezione) coincide con la direzione delle forze considerate (muri irrigidenti).



Le prime case alte a struttura muraria (13 piani) concepite e realizzate in modo da ridurre lo spessore delle murature, anche per i piani inferiori, sino al minimo consentito dalle esigenze di un buon isolamento termogrometrico, furono costruite a Basilea (vedi pagg. 133-134 Boll. n. 25/1954). Data la competitività del procedimento, le costruzioni a muratura portante si sono successivamente diffuse in molti paesi europei e americani (2). La foto illustra la Pak Hane Trancers di venti piani realizzati a Denver (Colorado), una delle numerose realizzazioni in USA illustrate su «Industria Italiana del Laterizi» n. 4 - 1971.

Quando ai muri di irrigidimento paralleli fra di loro e con l'azione orizzontale di risultante R, (fig. 1) possa essere attribuito lo stesso modulo elastico



E_m ed il momento d'inerzia J_i di ciascuno di essi sia costante lungo tutta l'altezza oppure vari in tutti con la stessa legge, la quota parte di R attribuibile al generico muro i considerato come mensola incastrata al piede è data da (3):

$$F_i = \frac{R J_i}{\sum J_i} + \frac{R \cdot d \cdot x_i}{\sum J_i x_i^2} J_i$$

$d = (d_0 - d_R)$ disassamento fra il baricentro O delle rigidzze e la risultante delle azioni ($R \cdot d =$ momento torcente) con $d_0 = \frac{\sum J_i d_i}{\sum J_i}$
 $x_i =$ dist. asse dal muro i dal baric. di rigidzza.

d) i muri di facciata investiti perpendicolarmente da vento possono essere considerati, agli effetti di dette azioni, come travi continue con appoggi in corrispondenza dei solai (fig. 3b) od eventualmente come piastre appoggiate ai solai e sui muri trasversali con esse interecanti.

e) i carichi concentrati si distribuiscono con un angolo di diffusione pari a 30° per ciascun lato della direzione del carico.

f) nella sezione di base dell'elemento murario la risultante dei carichi verticali sovrastanti si considera centrata.

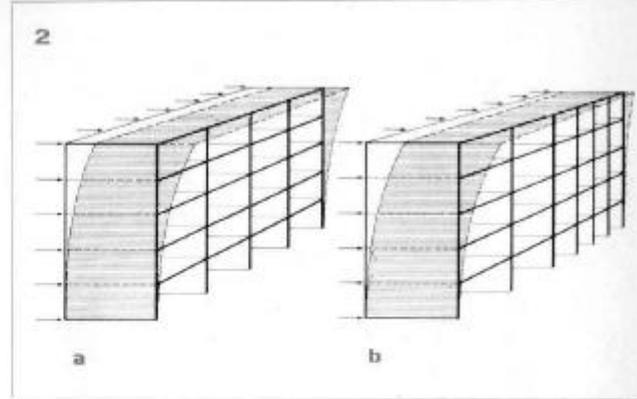
g) per la valutazione dell'eccentricità dei carichi nelle sezioni terminali dell'elemento murario si terrà conto dell'eventuale disassamento strutturale o accidentale dell'elemento sovrastante e della eventuale continuità elastica col solaio (fig. 3a).

(1) M. PAGANO — Teoria degli edifici — Edifici in muratura - Liguori Editore - Napoli 1968.

(2) G. MACCHI — Attualità della muratura portante ed evoluzione dei metodi di calcolo - Atti XII Congresso Andil 1974.

(3) L. FINZI — La statica degli edifici a pannelli parete — Rendiconti Corso di Perfezionamento Costruzioni in c. a. - 1965. Ediz. Italcementi.

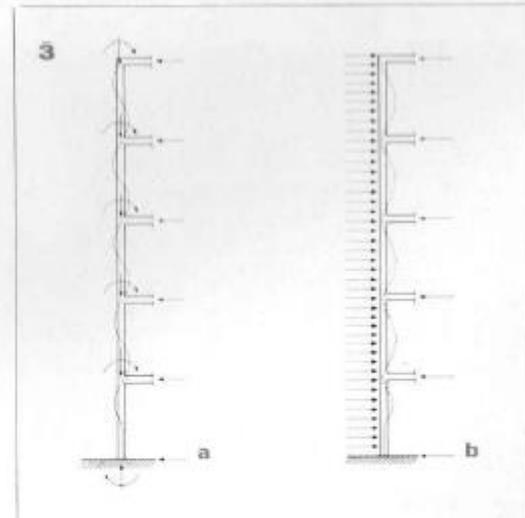
2 - SCHEMATIZZAZIONE DELLE DEFORMAZIONI DELL'EDIFICIO PER EFFETTO DI AZIONI ORIZZ.



a) quando la risultante delle azioni coincide con l'asse baricentrico delle rigidzze dei muri trasversali, funzionanti come mensole incastrate al piede, per le ipotesi b) e c) le frecce d'inflexione di tutte le dette mensole risultano eguali.

b) quando vi sia disassamento d fra le risultanti delle azioni R e l'asse baricentrico delle rigidzze la deformazione è composta da una traslazione e da una rotazione dovuta al momento torcente $R \cdot d$.

3 - SCHEMATIZZAZIONE DELLE DEFORMAZIONI DI UN MURO DI FACCIATA



a) effetto dei carichi e dei momenti flettenti indotti dai solai. Quest'ultimi possono essere fortunatamente calcolati ipotizzando che la reazione d'appoggio sia applicata ad una distanza, dal piano medio del muro, pari ad $1/8$ della portata del solaio, semprechè risultino inferiori al limite di comportamento elastico della corrispondente sezione del muro.

b) effetto del vento nell'ipotesi di continuità elastica in corrispondenza dei nodi.

S E G N A L A Z I O N I

EDIFICI A STRUTTURA MURARIA IN ZONE SISMICHE

Il Decr. Ministeriale predisposto nel quadro della legge n. 64/1974, contiene le regole ed i coefficienti numerici per il calcolo delle forze orizzontali con le quali vengono schematizzate le azioni sismiche (1) nonché le principali norme geotecniche e l'indicazione del grado di sismicità (S) da considerare nei comuni elencati. Al paragrafo C.5 si prevede che fino a quando saranno emanate le norme per la progettazione delle murature previste dall'art. 1a) della detta legge, potranno essere costruiti in zone sismiche edifici a struttura muraria non calcolata (in mattoni o blocchi pieni o semipieni ed in pietrame), che soddisfino ai seguenti requisiti:

GRADO DI SISMICITA' DELLA ZONA	S	≤ 9	> 9
Altezza max edificio: fuori terra (H ₀)	m	11	7,5
seminterrato e sotterraneo	m	4	4
Spessori minimi dei muri (d₀)			
in mattoni o blocchi	} teste	2	3
pieni o semipieni	} oppure cm	30	40
in pietrame	cm	40	50
I muri devono essere costruiti con malta cementizia			

Nel caso di terreni in pendenza, H₀ rappresenta l'altezza media mentre la massima non potrà superare H₀ + 1,5 m; d₀ è lo spessore del muro all'ultimo piano che deve essere aumentato di una testa (oppure 15 cm.) per ogni piano sottostante e di 20 cm. in fondazione.

(NdR). Detti incrementi di spessore potranno essere ridotti (od annullati) quando anche per la muratura tradizionale sarà consentito di effettuare il calcolo statico in base ai principi prospettati a pag. 1156. Nelle more delle attese nuove norme, si consiglia d'impiegare gli elementi semipieni per quali è consentita una percentuale di foratura sino al 40% (vedi all. 2° al suddetto decreto). Adottando doppiolini 25×12×12 si avrebbe:

d₀ = 2 teste = 25 cm.; d₀ = 3 teste = 38 cm.
L'aumento di spessore sarà di 13 cm. per piano.

La larghezza di un elemento murario situato fra due aperture dovrà essere almeno pari a quella dell'apertura più larga. La distanza fra i muri trasversali colleganti i muri longitudinali non dovrà superare 7 m. La distanza fra lo spiccato delle fondazioni e l'intradosso del 1° solaio (o fra due solai successivi) non deve superare 7 m. In corrispondenza dei solai devono essere realizzati, su tutti i muri e per tutta la loro larghezza, dei cordoli in calcestruzzo, armati al minimo con 4Ø16 con staffe Ø 6 ad interasse ≤ 25 cm. Lo spessore del cordolo dovrà essere almeno pari alla metà della sua larghezza. Per assicurare il concatenamento dei muri le armature dei cordoli devono essere continue ed opportunamente ammarate alle estremità. Sono ammessi solai in c.a. e laterizi ed in acciaio efficacemente collegati ai cordoli. Le travi metalliche ed i travetti prefabbricati devono essere prolungati nel cordolo per una lunghezza non inferiore alla metà della larghezza del cordolo stesso.

(1) In pratica, per edifici costruiti su terreni consistenti e che non abbiano una snellezza eccezionale, le forze sismiche orizzontali, da considerarsi agenti ciascuna in corrispondenza dell'iesimo orientamento, sono date da:

$$F_i = \beta \frac{S-2}{100} \cdot \frac{h_i}{d} W_i$$

$$\beta = \begin{cases} 1,0 & \text{per le strutt. intel. in c. a. od acciaio} \\ 1,4 & \text{per le strutt. a pannelli murari prefab.} \end{cases}$$

S = coeff. sismico fissato per i singoli comuni

W_i = masse competenti al piano i (peso proprio + carichi permanenti + aliquota del sovraccarico)

h_i = altezza del piano i dello spiccato di fondazione

$$d = \frac{\sum W_i h_i}{\sum W_i} = \text{quota del baricentro delle masse dell'edificio.}$$

Le forze sismiche verticali: $F_v = K_v \cdot W$
si considerano solo sui seguenti casi:

- Strutture spingenti e membrature orizzontali su luci 20 m o più : $K_v = \pm 0,2$
- Strutture a sbalzo: $K_v = \pm 0,4$

DOMANDE e RISPOSTE

D — Le Norme Tecniche per le Costruzioni in Zone Sismiche (D.M. 3-3-1975 pubb. in Suppl. Ord. Gazzetta Ufficiale n. 93 del 18-4-1975) alle quali Vi riferite con la segnalazione a pag. 1159, prescrivono che, negli edifici a struttura muraria portante, l'impiego dei mattoni semipieni venga limitato ai soli ultimi due piani. Quale logica giustificazione può avere detta limitazione?

F. L. - Massa

R — In merito all'equiparazione dei mattoni semipieni ai mattoni pieni, per particolari prestazioni in zone sismiche, si è già favorevolmente espresso il Consiglio Superiore LL.PP. con « voto » N. 200/3226 del 4-3-1952. E' stato infatti sperimentalmente constatata l'equivalente resistenza a compressione della muratura costruita con malta cementizia e mattoni pieni oppure semipieni (con percentuale di foratura $\phi \leq 40\%$) purchè prodotti con lo stesso tipo di argilla (v. pag. 120). In conseguenza del minor peso, con muratura in mattoni semipieni, risultano inoltre inferiori le forze sismiche orizzontali mentre aumenta il coeff. di assorbimento d'energia. Risulta maggiore anche la resistenza agli sforzi di taglio sia per la maggior resistenza intrinseca del laterizio assoggettato, nella fase di formatura per estensione, ad una maggior compressione (vedi pag. 108), che per la parziale penetrazione della malta nei fori. La rilevata anomala prescrizione che, per quanto detto, non trova nessuna logica giustificazione, potrà essere superata con la prossima nuova normativa riguardante i « Criteri Generali Tecno-Costruttivi per la Progettazione ed Esecuz. degli Edifici in Muratura » che, nel rispetto dei termini previsti dalla Legge n. 74/2 febr. '74, avrebbe già dovuto essere emanata con apposito DM.

SEGNALAZIONI

RIUNITI A PIACENZA I DIRETTORI DEI LABORATORI DELLA FEDERAZIONE EUROPEA DEI LATERIZI

Una Commissione formata dai Direttori dei Laboratori appartenenti alle Associazioni Nazionali dei produttori di laterizi aderenti alla Federazione Europea T.B.E., si è riunita a Piacenza dal 21 al 24 Aprile per prendere direttamente visione dei progressi realizzati in Italia nel campo del laterizio armato, aggiornare ed armonizzare i singoli programmi di ricerca, analizzare le prospettive di una rapida messa a punto di « Raccomandazioni Internazionali per il calcolo e l'esecuzione delle Strutture Murarie » secondo i « Principi » già proposti dal C.I.B. (Ved. pag. 1001). Questo argomento sarà trattato in un Symposium dedicato ai muri portanti organizzato dallo stesso C.I.B., che avrà luogo a Varsavia dall'8-11 Settembre 1975, ed è previsto che una prima formulazione di « Raccomandazioni » possa essere presentata al IV° Congresso Internazionale sulle Murature che si terrà a Bruges (Belgio) nei giorni 26-28 Aprile 1976. Sarà di conseguenza possibile pervenire gradatamente ad una sufficiente omogeneizzazione delle singole norme nazionali, tuttora alquanto dissimili. La struttura muraria ha mantenuto in molti paesi un'importanza predominante: ad esempio nella Germania Federale, ove gli edifici sono normalmente di 5÷9 piani, per il 95% vengono realizzati in muratura portante; ma anche in molte nazioni nelle quali si erano indiscriminatamente affermate le strutture intelaiate si manifesta una spiccata tendenza ad un ritorno della struttura muraria che competitivamente può meglio corrispondere alle esigenze termoigrometriche acustiche ed ecologiche che sono state in tempi recenti, spesso trascurate. Alla detta riunione erano rappresentate le seg. nazioni: Austria, Belgio, Danimarca, Francia, Finlandia, Gran Bretagna, Germania, Italia, Norvegia, Olanda, Svizzera.

IV° - SICUREZZA DEGLI ELEMENTI MURARI PORTANTI

I metodi di calcolo dei muri, considerati come elementi prismatici pressoinflessi, si possono dividere in due grandi gruppi: 1) metodi esatti che presuppongono la conoscenza della funzione sforzi-deformazione ($\sigma - \epsilon$); 2) metodi semplificati, derivati da metodi esatti, oppure basati su formule convalidate da risultati sperimentali. A quest'ultimo appartengono quasi tutti i metodi codificati nelle norme vigenti in vari paesi (ad esempio le Raccomandazioni U.S.A. illustrate nell'Annuario Andil 1975 - riferimento bibliografico [8] a pag. 1191). Ci limiteremo qui a sintetizzare il procedimento adottato dalle norme finlandesi [1] che presuppone la conoscenza delle funzioni ($\sigma - \epsilon$). Dette norme sono state elaborate da una commissione di studio della quale facevano parte illustri specialisti quali R. Angervo, E. Helander, P. Vähäkallio, già precedentemente citati.

Il calcolo dell'elemento murario prismatico pressoinflesso a momento d'inerzia costante, si basa sulla constatata validità della legge di Navier, sull'ipotesi che la distribuzione delle tensioni in una generica sezione segua l'andamento della funzione $\sigma (\epsilon)$ sperimentalmente determinata (fig. 17) e che sia nulla la resistenza a trazione in direzione normale ai giunti di malta. L'analisi teorica, condotta supponendo che l'eccentricità della risultante dei carichi verticali non possa mai essere uguale a zero e che la conseguente deformata dell'asse sia di tipo sinusoidale (effetti di secondo ordine), conduce [2] a relazioni atte a determinare, per una qualsiasi curva $\sigma (\epsilon)$ relativa ad un dato tipo di muratura, il coeff. di riduzione della capacità portante dell'elemento murario (ψ) in funzione della sua snellezza, dell'eccentricità del carico e delle condizioni di vincolo, tenendo conto anche delle deformazioni viscosse.

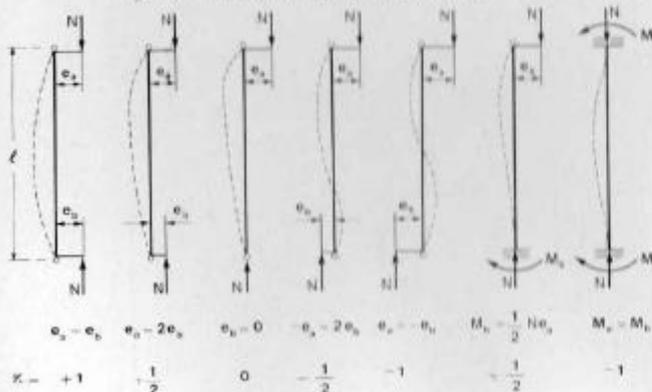
ECCENTRICITA'

La risultante delle azioni verticali (N) nelle sezioni terminali degli elementi murari, è sempre affetta da una certa eccentricità iniziale, anche a causa della imperfetta omogeneità dei materiali e della non esatta verticalità dell'asse baricentrico. Alla

Eccentricità Strutturale data dal maggior rapporto M/N , viene pertanto aggiunta l'Eccentricità Accidentale stimata in base a procedimenti statistici, che dipende essenzialmente dal procedimento costruttivo e dalla accuratezza della esecuzione. Nei regolamenti in cui detto fattore non sia già stato considerato nel fissare i coeff. di sicurezza, vengono indicati i valori minimi ai quali i progettisti devono attenersi. Per le murature costruite in sito, le norme finlandesi prescrivono

$$e_{acc.} \text{ (cm)} \geq \begin{cases} 0,5 + \frac{\ell - 300}{60} \geq 0,5 \text{ cm. per le costruzioni accurate} \\ 1,5 + \frac{\ell - 300}{60} \geq 1,0 \text{ cm. per le costruzioni normali} \end{cases}$$

Fig. 16 - RAPPORTO DELLE ECCENTRICITA' TERMINALI (K)



Per le Raccomandazioni Internazionali in corso di elaborazione da parte del C.I.B., che prevedono il calcolo allo stato limite, è stato proposto [3]:

$$e_{acc.} = 0,02 s + 0,002 \ell + 0,5 \text{ cm.}$$

Col primo termine s'intende tener conto della imperfetta omogeneità della muratura; col secondo della imperfetta verticalità; col terzo della imperfetta sovrapposizione degli elementi murari. Detto valore di $e_{acc.}$ può essere ridotto a metà per le costruzioni accurate.

Le maggiori eccentricità si verificano nei muri portanti esterni ai piani superiori specialmente quando i solai hanno una scarsa rigidità.

Rapporto delle eccentricità terminali (condizioni di vincolo). Normalmente le eccentricità nelle due sezioni estreme hanno valori diversi. Indicando e_1 la maggiore, il loro rapporto $\frac{e_2}{e_1} = K (\leq 1)$, si considera positivo se le due eccentricità risultano dalla stessa parte dell'asse baricentrico (deformata senza flessi), negativo in caso contrario (fig. 16).

Il Coefficiente di Eccentricità è dato dal rapporto fra l'eccentricità (e) ed il raggio vettore del nocciolo centrale d'inerzia (ω) corrispondente al punto più compresso del contorno della sezione. Per le sezioni rettangolari soggette a flessione retta secondo uno degli assi principali, parallelo al lato s , si ha $\omega = s/6$, onde

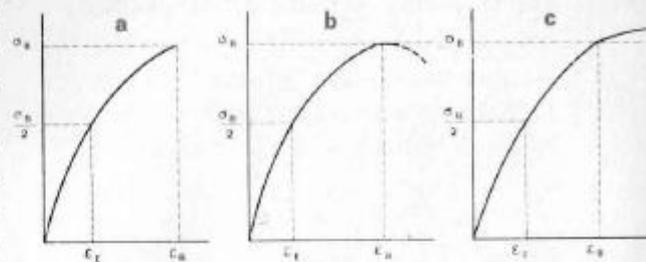
$$m = \frac{6e}{s}$$

Altri regolamenti (fra cui quello italiano relativo alle costruzioni con elementi murari prefabbricati) anziché m , considerano l'eccentricità relativa $e_r = e/s$; fra detti due parametri i valori numerici equivalenti sono pertanto i seguenti:

$m =$	0,25	0,5	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50
$e_r =$	0,042	0,082	0,125	0,17	0,208	0,25	0,292	0,333	0,375	0,42
	1	1	1	1	5	1	7	1	3	5
	24	12	8	6	24	4	24	3	8	12

Per $m \leq 1$ la sezione risulta tutta compressa; se $m > 1$ la sezione risulta in parte tesa. Le norme finniche prescrivono che negli elementi murari portanti non armati debba risultare: $m \leq 2,5$

Fig. 17 - DIAGRAMMI SFORZI-DEFORMAZIONI DELLA MURATURA



Il diagramma $\sigma - \epsilon$ viene determinato operando con carico centrato su pilastri aventi snellezza compresa fra 3 e 8 e stagionatura di 28 giorni. Il carico viene applicato gradatamente in modo tale da raggiungere la rottura in 30-60 minuti primi. Gli accorciamenti vengono misurati verticalmente in corrispondenza delle mezzarie delle quattro facce, fra la linea orizzontale mediana del penultimo corso superiore e la orizzontale mediana del secondo corso inferiore, a livelli di carico costante. La deformazione limite di rottura ϵ_B si può presentare in tre diversi modi: a) il pilastro scoppia mentre la curva sta ancora salendo: ϵ_B è il limite misurato immediatamente prima della rottura; b) la curva si appiattisce a piega in giù prima del collasso: ϵ_B è l'ascissa corrispondente alla tangente orizzontale della curva; c) la curva presenta un punto di discontinuità e la sua inclinazione si riduce a metà o diventa orizzontale: ϵ_B è l'ascissa del punto di discontinuità. Il modulo elastico viene valutato in base alla deformazione ϵ_B corrispondente a metà della tensione σ_B ; si avrà cioè: $E_m = \frac{1}{2} \sigma_B / \epsilon_B$.

CARATTERISTICHE DELLA MURATURA IN FUNZIONE DELLA CLASSE DEI MATTONI E DELLA MALTA

Tab. 1		COMPOSIZIONE DELLA MALTA (CALCE - CEMENTO - INERTI) IN PESO E IN VOLUME											
MATTONI	Classe	20 - 80 - 450 1 - 2 - 10			35 - 65 - 500 1 - 1 - 6,5			50 - 50 - 600 2 - 1 - 10			100 - 0 - 900 1 - 0 - 4		
		R_1 Kg/cm ²	σ_B Kg/cm ²	ϵ_B ‰	E_m t/cm ²	σ_B Kg/cm ²	ϵ_B ‰	E_m t/cm ²	σ_B Kg/cm ²	ϵ_B ‰	E_m t/cm ²	σ_B Kg/cm ²	ϵ_B ‰
PIENI	100	—	—	—	54	3,1	35	48	3,6	30	32	—	—
	150	—	—	—	74	3,7	35	64	4,3	30	40	7	7
	250	150	3,5	60	102	4,3	50	86	4,7	30	52	8	7
	350	176	3,5	80	124	4,3	65	99	4,7	30	—	—	—
	450	195	3,5	100	141	4,3	80	109	4,7	30	—	—	—
SEMPIENI	150	—	—	—	64	2,6	35	48	2,6	30	16	6,5	7
	250	109	2,6	60	86	2,8	50	64	3,1	35	24	7,5	7
	350	134	2,6	80	102	3,0	60	77	3,5	40	32	8,5	7
	450	163	2,6	100	118	3,0	70	86	3,9	40	—	—	—
	550	189	2,6	120	134	3,0	80	99	3,9	40	—	—	—
Malta R_2		100 Kg/cm ²			50 Kg/cm ²			30 Kg/cm ²			10 Kg/cm ²		

SNELLEZZA

Per le sezioni rettangolari la snellezza è definita dal rapporto fra l'altezza dell'elemento murario ℓ (distanza fra l'intradosso del solaio superiore ed estradosso del solaio inferiore) e il suo spessore s :

$$\lambda = \frac{\ell}{s}$$

Per sezioni non rettangolari si pone $s = \sqrt{12} i$, essendo i il raggio d'inerzia minimo della sezione. Per i Muri a camera d'aria costituiti da un elemento portante interno spesso s_1 e una parete esterna non portante spessa s_2 , collegata alla prima con almeno 4 staffette metalliche inossidabili $\varnothing 4$ per m^2 si pone: $s = \sqrt{s_1^2 + s_2^2}$

Allo scopo di poter precalcolare i coefficienti ψ di riduzione per eccentricità e snellezza per vari tipi di murature, viene ricercata una funzione algebrica che segua l'andamento delle curve $\sigma(\varepsilon)$. Per la valutazione dei coefficienti ψ riportati nei diagr. 18-19, tratti dalle norme finan-

desi, la funzione adottata è la seguente:

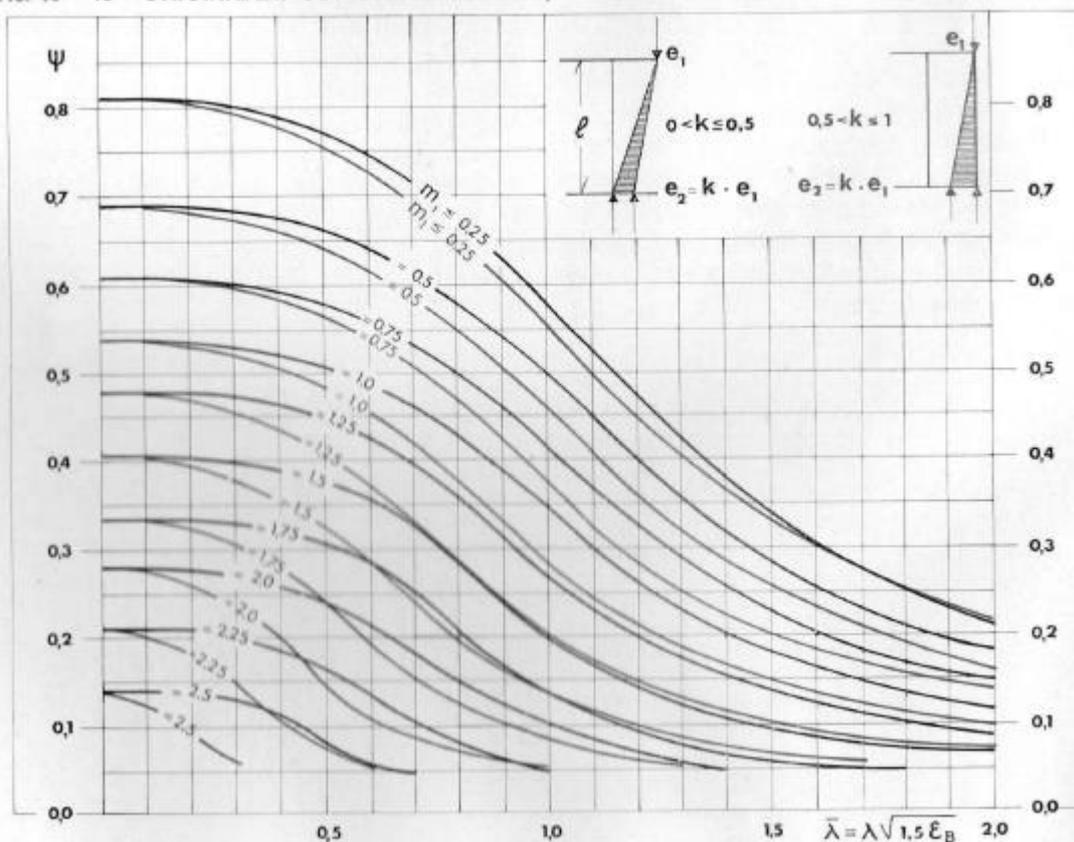
$$\sigma = \frac{\sigma_B}{1 - \frac{1}{\sqrt{2}}} \left[1 - \frac{1}{\sqrt{\frac{\varepsilon}{\varepsilon_B} + 1}} \right]$$

Il primo diagramma (18) si riferisce ai casi di K positivo (deformata senza flessi) il secondo contempla i casi di K negativo (deformata a doppia curvatura).

Sulle ascisse figurano i valori della Snellezza ridotta: $\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{1,5 \varepsilon_B}$

essendo 1,5 il coeff. di maggiorazione dell'accorciamento limite a rottura ε_B , col quale si tiene conto della deformazione viscosa susseguente nel tempo. Sulle ordinate si hanno i valori di ψ che vanno letti in corrispondenza dell'intersez. della verticale passante dal valore di $\bar{\lambda}$ con la curva m corrispondente al maggiore coeff. di eccentricità che si può verificare nell'una o nell'altra delle sezioni terminali.

FIG. 18 - 18 - DIAGRAMMA DEI COEFFICIENTI ψ PER DEFORMATA A SEMPLICE CURVATURA



VERIFICA DELLA SICUREZZA
Il carico critico di un elemento murario
 N_r , tenendo conto delle deformazioni di secondo ordine, è dato da:

$$N_r = \psi N_0$$

in cui $N_0 = A \sigma_B$ rappresenta il carico di rottura per compressione semplice. Il carico ammissibile dovrà essere perciò

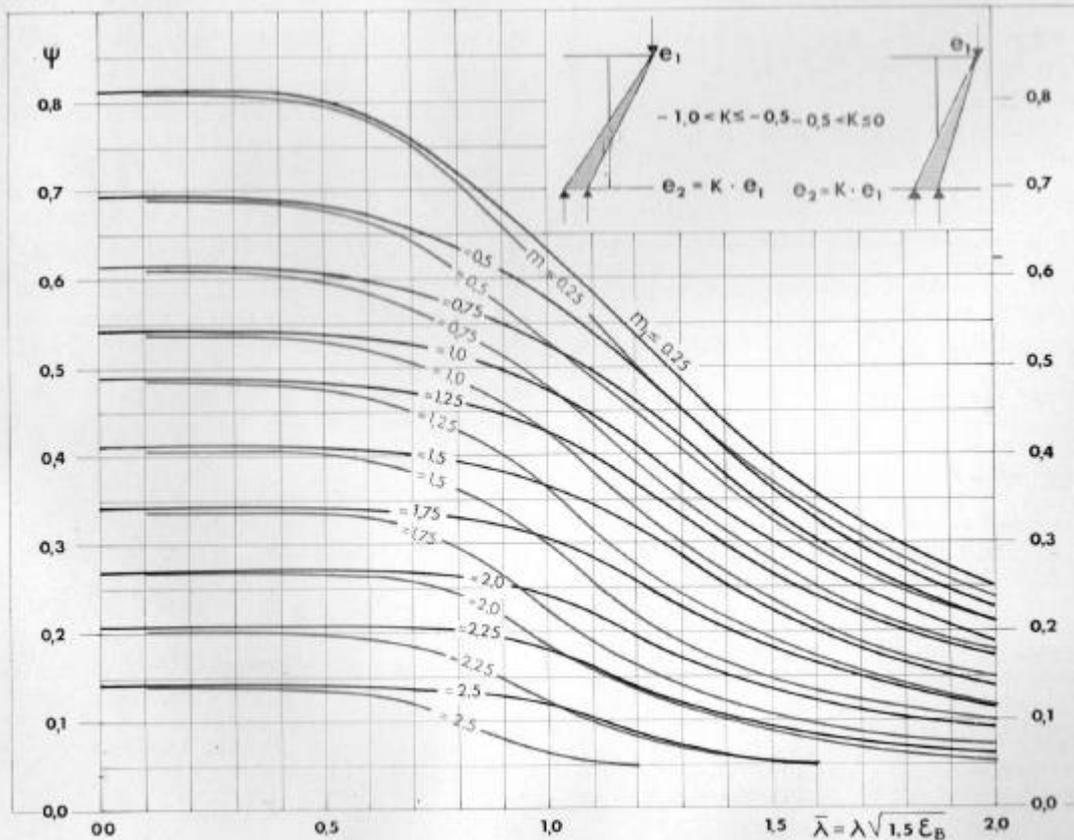
$$N \leq \psi \cdot A \frac{\sigma_B}{\gamma_m}$$

γ_m = Coefficiente di sicurezza il cui valore dipende dalla dispersione dei risultati di prova, dall'accuratezza del calcolo e dalla esecuzione.

Di norma γ_m può variare da 2 a 6. I valori inf. (2-2,5) si adottano per il calcolo agli stati limite in concomitanza con prestabiliti coeff. di comportamento [3] ($\gamma_c = 1 \div 1,5$) e di maggiorazione delle sollecitazioni caratteristiche ($\gamma_s = 1,45$ per le azioni permanenti; $\gamma_s = 1,65$ per le azioni var.). Valori superiori di γ_m vengono adottati per il calcolo alle tensioni

ammissibili. Le norme finlandesi individuano tre tipi di esecuzione: A-B-C; per le quali il coeff. di sicurezza γ_m sulla resistenza a rottura della murat., sono rispettivamente 3,2 - 4 - 6. Le malte di sola calce sono consentite solo per le classi B e C. Per le classi A e B la direzione lavori deve essere affidata ad un tecnico qualificato esperto in lavori murari; per la classe A si richiede inoltre che il Caposquadra abbia almeno due anni d'esperienza in lavori murari e che incavi o fori possono essere realizzati solo se previsti nei disegni del progettista. Durante l'esecuzione devono essere controllati i materiali, gli spessori dei giunti di malta, il disassamento, la verticalità e lo spancamento dei muri. Le tolleranze ammesse sono ovviamente più ristrette per la cl. A. Le norme forniscono le tensioni ammissibili σ_B / γ_m , nonché i corrispondenti valori di ϵ_B ed E_m (vedi tabella 1) in funzione della classe dei mattoni e del tipo d'impasto impiegato per le malte. Per carichi di lunga durata il valore tabellare di E_m va diviso per 1,5. Per la classe C va moltiplicato per 0,7.

FIG. 19 - 19 - DIAGRAMMA DEI COEFFICIENTI ψ PER DEFORMATA A DOPPIA CURVATURA



ESEMPIO NUMERICO

EDIFICIO RESIDENZIALE A 10 PIANI CON COPERTURA A TERRAZZO
VERIFICA DELLA SICUREZZA DI ELEM. MURARI PORT. DI FACCIATA

Il muro, a due teste, formato con mattoni semipieni e malta di cemento addizionata con calce, ha spessore costante per tutta l'altezza dell'edificio.

Lo schema planimetrico del fabbricato porta ad individuare, ai fini della verifica, il settore murario esterno che si trova nel contesto dell'edificio, in condizioni statiche più sfavorevoli, al quale corrispondono i seguenti:

DATI GEOMETRICI

Con riferim. alle figg. 6 e 7 a pag. 1187, si ha:

$$\begin{aligned} s &= \text{m. } 0,25 & a_1 = a_2 &= \text{m. } 1,20 \\ b &= \text{m. } 1,80 & b' &= 3 \text{ m.} \\ \ell &= \text{m. } 2,85 & S &= (1,80 + 1,20) \frac{5,50}{2} = \text{mq. } 8,25 \\ \ell_s &= \text{m. } 5,50 & H &= \text{m. } 30 \end{aligned}$$

VALORI CARATTERISTICI DELLE AZIONI**Carichi permanenti**

Muratura in doppiolini	ρ	=	Kg/m ³	1500
Copertura: Bisap 20+3	q_c	=	Kg/m ²	225
sovrastutture	q'_c	=	"	75
Solai interm.: Bisap 20	q_i	=	"	160
pavim. tavolati, intonaco	q'_i	=	"	140

Carichi variabili

sulla copertura piana	p_c	=	"	100
sui solai intermedi	p_i	=	"	200

Vento (II zona)

dall'8° al 10° piano	q	=	"	86
dal 1° al 7° piano	q	=	"	80

VALUTAZIONE DELLE SOLLECITAZIONI

Per la valutazione delle sollecitazioni caratteristiche nelle sezioni terminali degli elementi murari, si segue il procedimento descritto nelle pagine 1186-89.

COMPONENTI DELLA SOLLEC. NORMALE N **Carichi permanenti**

Elemento murario			
Struttura portante	$\rho \cdot b \cdot s \cdot \ell$	=	1,92
Corree e sovrastutture		=	0,43
		N_{m1}	= 2,35 t.

Copertura

struttura portante	$q_c \cdot S$	=	1,86
sovrastutture	$q'_c \cdot S$	=	0,62
		N_c	= 2,48 t.

Solai

struttura portante	$q_i \cdot S$	=	1,32
sovrastutture	$q'_i \cdot S$	=	1,16
		N_s	= 2,48 t.

Carichi variabili

copertura	$p_c \cdot S = N_{cp}$	=	0,83 t.
solai	$p_i \cdot S = N_{ip}$	=	1,65 t.

Sollecitazioni di compressione nelle sezioni terminali degli elementi murari (N_a ed N_b)

L'edificio è formato da $n = 10$ piani strutturalmente uguali ed è previsto un eguale sovraccarico su tutti i solai intermedi; possono perciò essere impiegate le formule 1) pag. 1187. Al piano i esimo si avrà:

$$N_a = \begin{cases} 2,48 + (2,35 + 2,48)(n-i) = N_{aq} & \text{per i carichi permanenti} \\ 0,83 + 1,65 \cdot k(n-i) = N_{ap} & \text{per i carichi variabili} \end{cases}$$

$$N_b = \begin{cases} N_{aq} + 2,35 & \text{per i carichi permanenti} \\ N_{ap} & \text{per i carichi variabili} \end{cases}$$

Il calcolo può essere limitato agli elementi murari degli ultimi 4 piani ($i = 7-8-9-10$), nei quali si verificano le maggiori eccentricità ed a quelli del primo e secondo piano ($i = 1-2$) che risultano più compressi.

I risultati numerici sono riportati nella tab. 2.

COMPONENTI DEL MOMENTO FLETTENTE M_i

I pannelli Bisap 20 vengono montati con l'ausilio di un rompitratta intermedio.

La reazione verticale sul muro risulterà pertanto approssimativamente:

$$R_c = \frac{q_c \cdot S}{2} = \text{t. } 0,928 \quad \text{per la copertura}$$

$$R_i = \frac{q_i \cdot S}{2} = \text{t. } 0,660 \quad \text{per i solai interm.}$$

La larghezza dell'appoggio sul muro, in detta fase di montaggio (fig. 8) è $a = 0,10$ m.

In fase di esercizio vengono considerati in semplice appoggio la copertura ed i solai sui quali non si dovesse verificare la condizione di continuità elastica con gli elementi murari.

Per tener conto di eventuali arretramenti dei giunti di malta, verrà ai suddetti effetti, considerato uno spess. ridotto del muro $s = 0,24$ m. che coincide con la lunghezza d'appoggio del solaio incernierato in fase d'esercizio (fig. 9).

Orizzontamenti in semplice appoggio

(componente m_i)

Carichi permanenti**fase di montaggio**

$$m_i = \left(\frac{s}{2} - \frac{a}{3} \right) \cdot \begin{cases} R_c = 8,04 \text{ t. cm.} & \text{per la copertura} \\ R_i = 5,72 \text{ t. cm.} & \text{per i solai inter.} \end{cases}$$

fase d'esercizio

La correa in c. a. in corrispondenza di tutti i solai è larga quanto il muro per cui si avrà:

$$m'_i = \frac{s}{6} \cdot \begin{cases} (N_c - R_c) = 6,20 \text{ t. cm.} & \text{per la copertura} \\ (N_s - R_i) = 7,28 \text{ t. cm.} & \text{solo per i solai incern.} \end{cases}$$

Carichi variabili

$$m_{ip} = \frac{s}{6} \cdot \begin{cases} N_{cp} = 3,32 \text{ t. cm.} \\ \text{per la copertura} \\ N_p = 6,60 \text{ t. cm.} \\ \text{solo per i solai incern.} \end{cases}$$

Nota — Le componenti m_i riguardano solo la sezione superiore degli elementi murari.

Solai incastrati (componente m_2)

Il muro è formato con mattoni semip. di classe $R_1 = 350 \text{ Kg/cm}^2$.

e malta di cemento additivata con calce $R_2 = 100 \text{ Kg/cm}^2$.

Il modulo elastico corrispondente della mur. è: (Tab. 1) $E_m = 8 \cdot 10^4 \text{ Kg/cm}^2$.

Il modulo elastico dei solai Bisap 20 è: $E_s = 21 \cdot 10^4 \text{ Kg/cm}^2$.

I momenti d'inerzia delle sezioni convergenti nei nodi sono:

Elementi murari

$$\frac{b \cdot s^3}{12} = \frac{180 \cdot 24^3}{12} = J_m = 207360 \text{ cm}^4$$

Solai intermedi

$$b' \cdot J_s = 3 \cdot 40260 = J_s = 120780 \text{ cm}^4$$

(Scheda Tecnica LC 3). Le rispettive rigidezze risultano pertanto (solaio su più campate):

$$W_m = \frac{E_m \cdot J_m}{\ell} = 582 \cdot 10^5 \text{ Kg.cm.}$$

$$W_s = \frac{E_s \cdot J_s}{\ell_s} = 461 \cdot 10^5$$

Il momento nel nodo è:

$$m = \frac{\ell_s + \frac{s}{2}}{8} \times \begin{cases} (N_q - R_q) = \text{t. cm } 127,8 (m_q) \\ \text{per i carichi permanenti} \\ N_p = \text{t. cm } 115,9 (m_p) \\ \text{per i carichi variabili} \end{cases}$$

Il momento in ciascuna delle due sezioni degli elementi murari convergenti nel nodo sarà:

$$m_2 = \frac{W_m}{2 W_m + W_s} \times \begin{cases} m_q = \text{t. cm. } 45,75 \\ \text{per i carichi permanenti} \\ m_p = \text{t. cm. } 41,49 \\ \text{per i carichi variabili} \end{cases}$$

Affinchè sussista la continuità fra muratura e solaio è necessario che risulti:

$$N_b > \frac{m + m_1}{0,80 s} \quad [3]$$

cioè:

$$N > \begin{cases} \frac{127,8 + 5,72}{0,80 \cdot 24} = \text{t. } 6,96 \\ \text{per il carico permanente} \\ \frac{127,8 + 5,72 + 115,9}{0,80 \cdot 24} = \text{t. } 13,00 \\ \text{per il carico totale} \end{cases}$$

Pertanto (v. i valori di N in tab. 2) oltre alla copertura, anche i solai 9 e 8 si dovranno considerare incernierati.

Questa ipotesi è la più svantaggiosa agli effetti della verifica degli elementi murari. Le Raccomandazioni [3] ammettono che, nei nodi ove venga a mancare la suddetta condizione di continuità elastica, si possa tener conto di un momento totale sollecitante il nodo pari a

$$m = 0,8 a N_b$$

dove a è la profondità di appoggio del solaio compreso a correa.

Vento perpendicolare alla parete

(componente m_3)

Si potranno considerare le due condizioni di pressione o depressione per le quali si ha:

sopra, sotto.

$$V (\text{Kg/mq.}) = \begin{cases} 0,8 - 80 & 64 & -32 & (\text{piani b.}) \\ 0,8 - 86 & 68,8 & -34,4 & (\text{piani al.}) \end{cases}$$

I valori di m_3 ricavati con la formula 4 (pagina 1189) sono riportati nella tabella 2.

Tab. 2 - SOLLECITAZIONI CARATTERISTICHE NELLE SEZIONI NODALI DEGLI ELEMENTI MURARI

piano	N (t)		M (t. cm.)				Oriz. zontam.
	Carichi		Carichi		Vento		
i	perm.	var.	perm.	var.	press.	depr.	
10°	2,48	0,83	14,24	3,32	0		10
	4,83	0,83	0	0	-14	+7	9
9°	7,31	2,48	13,00	6,60	+14	-7	8
	9,66	2,48	0	0	-10,47	+5,24	7
8°	12,14	4,13	13,00	6,60	+10,47	-5,24	6
	14,49	4,13	45,75	41,49	-10,47	+5,24	5
7°	16,97	5,61	51,47	41,49	+10,47	-5,24	4
	19,32	5,61	45,75	41,49	-10,47	+5,24	3
2°	41,12	10,73	51,47	41,49	+9,75	-4,88	2
	43,47	10,73	45,75	41,49	-9,75	+4,88	1
1°	45,95	11,55	51,47	41,49	+9,75	-4,88	0
	48,30	11,55	25,73	20,74	-4,88	+2,44	0

Si sono ipotizzati positivi i momenti destrorsi; momenti di ugual segno alle due estremità degli elementi murari, danno luogo ad eccentricità opposte rispetto al piano verticale baricentrico del muro.

ECCENTRICITA' ACCIDENTALI

Nelle verifiche che seguono, all'eccentricità strutturale viene algebricamente sommata l'eccentricità accidentale pari a $\pm 1 \text{ cm.}$ adottando il segno che tende a spostare il baricentro della risultante N verso il bordo interno dell'elemento murario.

VERIFICA DELLA SICUREZZA

Al tipo di muratura adottato corrispondono (tabella 1): carico di rottura per compressione semplice $\sigma_B = 134 \text{ Kg/cm}^2$.

Accorciamento a rottura $\epsilon_B = 0,0026$

Gli elementi murari da verificare hanno:

Area della sezione ($s \cdot b$) $A = 4320 \text{ cm}^2$

Coefficienti di eccentricità $6e/s = e/4$

Snellezza (l/s) $\lambda = 11,9$

per cui i coeff. ψ (k, λ, m) saranno letti, nel diagramma (k), in corrispondenza dell'ascissa:

$$\bar{\lambda} = 11,9 \sqrt{1,5 \cdot 0,0026} = 0,74$$

METODO DELLE TENSIONI AMMISSIBILI

Volendo che il coeff. di sicurezza globale sia: $\gamma_m \geq 5$ dovrà risultare:

$$N \leq \frac{\psi \sigma_B A}{\gamma_m} \quad (= \psi \cdot 115 \text{ t.})$$

od anche (dividendo ambo i membri per A)

$$\frac{N}{A} = \sigma \leq \psi \sigma_0$$

in cui σ_0 (tensione ammissibile) è pari a:

$$\sigma_0 = \frac{\sigma_B}{\gamma_m} = 26,8 \text{ Kg/cm}^2$$

Per le concomitanze più sfavorevoli delle sollecitazioni caratteristiche (Tab. 2), si verificano gli elementi murari maggiormente compressi (1° e 2° p.) e quelli con maggiore eccentricità (10° e 7° p.).

1° piano

C. permanente + C. variabile + press. vento

$$M_a = 51,47 + 41,49 + 9,75 = \text{t. cm. } 103$$

$$N_a = 45,95 + 11,55 = \text{t. } 57,50$$

Eccentricità strutt.: $e = \frac{M_a}{N_a} = \text{cm. } 1,79$

Eccentricità acc.: $e_{acc.} = \dots 1,00$

$$e_1 = \text{cm. } 2,79$$

Coeff. di eccentricità $m_1 = 0,70$

L'elemento murario si considera incastrato al piede per cui (fig. 16) $K = -0,5$

Coeff. di riduzione (diagr. 19) $\psi = 0,58$

$\sigma = N_a/A = 13,3 < 0,58 \cdot \sigma_0 = 15,54 \text{ Kg/cm}^2$

Volendo verificare la sezione al piede per la condizione più sfavorevole (carico totale più depressione del vento) il coefficiente ψ va letto in corrispondenza di $\lambda = 0$; si ha:

$$M_b = 25,73 + 20,74 + 2,44 = \text{t. cm. } 48,91$$

$$N_b = 48,30 + 11,55 = \text{t. } 59,85$$

$$e_2 = \frac{M_b}{N_b} + 1 = 1,82 \text{ cm} \quad m_1 = 0,46 \quad \psi = 0,7$$

$$\sigma = N_b/A = 13,85 \leq 0,7 \cdot \sigma_0 = 18,76 \text{ Kg/cm}^2$$

2° piano

C. permanente + carico variabile sul solaio 2°

- scarico il solaio 1° + vento.

$$M_a = 51,47 + 41,49 + 9,75 = 102,71 \text{ t. cm.}$$

$$N_a = 41,12 + 10,73 = 51,85 \text{ t.}$$

$$e_1 = 2,98 \text{ cm.} \quad m_1 = 0,74$$

$$M_b = 45,75 - 9,75 = 36,00 \text{ t. cm.}$$

$$N_b = 43,47 + 10,73 = 54,20 \text{ t.}$$

$$e_2 = 0,34 \text{ cm.} \quad (e_2/e_1) = K = -0,11 \quad (e_2/e_1)$$

Dal diagramma 19 si ha: $\psi = 0,56$

$$\sigma = \frac{51,85}{4,32} = 12 < 0,56 \cdot \sigma_0 = 15 \text{ Kg/cm}^2$$

10° piano

C. permanente + pressione vento

$$M_a = 14,24 \text{ t. cm.} \quad e_1 = \frac{M_a}{N_a} + 1 = 6,74 \text{ cm.}$$

$$N_a = 2,48 \text{ t.} \quad m_1 = 1,69$$

$$M_b = -14 \text{ t. cm.} \quad e_2 = \frac{M_b}{N_b} + 1 = 3,90 \text{ cm.}$$

$$N_b = 4,83 \text{ t.} \quad K = \frac{e_2}{e_1} = 0,58$$

Dal diagramma 18 si ha: $\psi = 0,15$

$$\sigma = \frac{2,48}{4,32} = 0,57 < 0,15 \cdot \sigma_0 = 4 \text{ Kg/cm}^2$$

C. permanenti + c. variabili + press. vento

$$M_a = 14,24 + 3,32 = 17,56 \text{ t. cm.} \quad e_1 = 6,31 \text{ cm.}$$

$$N_a = 2,48 + 0,83 = 3,31 \text{ t.} \quad m_1 = 1,58 \text{ cm.}$$

$$M_b = -14 \text{ t. cm.} \quad K = 0,55$$

$$N_b = 4,83 + 0,83 = 5,66 \text{ t.} \quad e_2 = 3,47 \text{ cm.}$$

Dallo stesso diagramma 18 si ha $\psi = 0,2$

$$\sigma = \frac{3,31}{4,32} = 0,77 < 0,2 = 5,36 \text{ Kg/cm}^2$$

7° piano

C. permanente + carico variabile sul 7° solaio

- scarico il 6° + vento.

$$M_a = 51,47 + 41,49 + 10,47 = 103,43 \text{ t. cm.}$$

$$N_a = 16,97 + 5,61 = 22,58 \text{ t.}$$

$$e_1 = 5,58 \text{ cm.} \quad m_1 = 1,4$$

$$M_b = 45,75 - 10,47 = 35,28 \text{ t. cm.}$$

$$N_b = 19,32 + 5,61 = 24,93 \text{ t.}$$

$$e_2 = 0,41 \text{ cm.} \quad K = -0,07 \quad \psi = 0,4$$

$$\sigma = \frac{22,58}{4,32} = 5,23 < 0,4 \cdot \sigma_0 = 10,72 \text{ Kg/cm}^2$$

METODO SEMIPROBABILISTICO
(Stato limite ultimo)

Sollecitazioni di calcolo — Si adottano i seguenti coefficienti ponderali secondo che la maggiorazione delle sollecitazioni caratteristiche (o delle azioni caratteristiche) agisca, agli effetti della verifica, in senso sfavorevole o favorevole.

Carichi permanenti:
sfavorevole $\gamma_s = 1,45$ favorevole $\gamma_s = 1$
Carichi variabili:
sfavorevole $\gamma_v = 1,65$ favorevole $\gamma_v = 0$

Eccentricità accidentale — Si ammette che al limite possa essere:
 $e_{acc.} = 0,02 \bar{s} + 0,002 \cdot \ell + 0,5 \text{ cm.} = \text{cm. } 1,55$

Tensione di calcolo — La resistenza caratteristica si può valutare ipotizzando che il coefficiente di variazione (o dispersione di prova) sia: $\delta = 0,12$ per cui:

$\sigma_k = (1 - 1,64 \cdot \delta) \sigma_B = 107 \text{ Kg/cm}^2$
si fissano inoltre $\gamma_m = 2$ e $\gamma_c = 1,2$
per cui la tensione di calcolo, che non deve essere superata, risulta:

$$\sigma^* = \frac{\sigma_k}{\gamma_m \cdot \gamma_c} = 44,6 \text{ Kg/cm}^2.$$

Verifiche — La snellezza relativa è ancora $\lambda = 0,74$. Lo stato limite può essere raggiunto per instabilità (combinazioni di carico che danno il massimo valore di m_1 e di K) o per insufficiente resistenza (massimo valore di N^*). Si dovrà sempre verificare che risulti:

$$\sigma = \frac{N^*}{A} \leq \psi \sigma^*$$

Per ragioni di spazio ci si limita ad esemplificare la verifica degli el. murari del 7° e 1° piano, partendo dalle sollecitazioni caratteristiche della tab. 2 e dalle componenti caratteristiche della sollecitaz. Normale N (pag. 1206).

7° piano

C. permanente + C. variab. solo sul solaio 7 + pressione vento.

La massima eccentricità si ottiene supponendo che eccezionalmente, in concomitanza di un forte vento, sia sovraccaricato solo il solaio 7 ed applicando solo a questo il coefficiente di maggiorazione per il peso proprio e per il sovraccarico. Si ha allora:

$$M^*_a = 1,45 \cdot 51,47 + 1,65 (41,49 + 10,47) = 160,4 \text{ t. cm.}$$

$$N^*_a = 14,49 + 1,45 \cdot 2,48 + 1,65 \cdot 1,65 = 20,8 \text{ t.}$$

$$e_1 = \frac{M^*_a}{N^*_a} + 1,55 = 9,26 \text{ cm.} \quad m_1 = 2,31$$

$$M^*_b = 45,75 - 1,65 \cdot 10,47 = 28,48 \text{ t. cm.}$$

$$N^*_b = 20,8 + 2,35 = 23,15 \text{ t.} \quad K = 0$$

$$e_2 = \frac{M^*_b}{N^*_b} - 1,55 = -0,32 \quad \psi = 0,15$$

$$\sigma = \frac{20,8}{4,32} = 4,81 < 0,15 \cdot 44,6 = 6,69 \text{ Kg/cm}^2$$

C. permanente + C. variabili sui solai 7 8 9-10. Scarico il solaio 6 + pressione vento.

Il massimo valore di N^* si ha ovviamente per il carico totale che agisce con una maggiore eccentricità se si considera la concomitanza del vento e il solaio 6 scarico. Per cui:

$$M^*_a = 1,45 \cdot 51,47 + 1,65 (41,49 + 10,47) = 160,4 \text{ t. cm.}$$

$$N^*_a = 1,45 \cdot 16,97 + 1,65 \cdot 5,61 = 33,9 \text{ t.}$$

$$e_1 = \frac{M^*_a}{N^*_a} + 1,55 = 6,29 \text{ cm.} \quad m_1 = 1,57$$

$$M^*_b = 1,45 \cdot 45,75 - 1,65 \cdot 10,47 = 49,06 \text{ t. cm.}$$

$$N^*_b = 1,45 \cdot 19,32 + 1,65 \cdot 5,61 = 37,27 \text{ t.}$$

$$e_2 = \frac{M^*_b}{N^*_b} - 1,55 = -0,23 \text{ cm.}$$

$$K = 0,036 \quad \psi = 0,35$$

$$\sigma = \frac{33,9}{4,32} = 7,85 < 0,35 \sigma^*_0 = 16,5 \text{ Kg/cm}^2$$

1° piano

C. permanente + C. variabili + press. vento.

Si verifica per il massimo valore di N^*

$$M^*_0 = 1,45 \cdot 51,47 + 1,65 (41,49 + 9,75) = 159,75 \text{ t. m.}$$

$$N^*_a = 1,45 \cdot 45,95 + 11,55 \cdot 1,65 = 85,69 \text{ t.}$$

$$e_1 = 3,41 \quad m_1 = 0,85$$

$$K = -0,5 \quad \psi = 0,51$$

$$\sigma = \frac{85,69}{4,32} = 19,83 < 0,51 \cdot \sigma^*_0 = 22,8 \text{ Kg/cm}^2$$

Sezione di base ($\lambda = 0$)

C. permanente + C. variabili + depr. vento.

$$M^*_B = 1,45 \cdot 25,73 + 1,65 (20,74 + 2,44) = 75,56 \text{ t. m.}$$

$$N^*_B = 1,45 \cdot 48,3 + 1,65 \cdot 11,55 = 89,1 \text{ t.}$$

$$e_2 = 2,40 \quad m_2 = 0,60 \quad \psi = 0,65$$

$$\sigma = \frac{89,1}{4,32} = 20,6 < 0,65 \sigma^*_0 = 29 \text{ Kg/cm}^2$$

[1] Muuratut Rakenteet Suomen Standardisoimisliitto - 1972.
[2] P. Haller - Load Capacity of brick masonry - Atti congresso internazionale sulle murature - Austin 1967.
[3] Motteu H. - Macchi G. - Practical Recommendation for Masonry Structures - Atti del II International Symposium on BEARING WALLS - Warsaw 1975.
[4] C.E.B. - C.I.B. - U.E.A.t.c. Raccomandazioni Internazionali Unifiche Per il Calcolo et l'Execution des Structures en Panneaux Assemblés de Grand Format - Allegato 1 - Edizioni AITEC - Roma 1969.

A.3. DAL D.M. 20.11.1987 IN POI

MANUALETTO RDB, estratti dall'edizione 1988

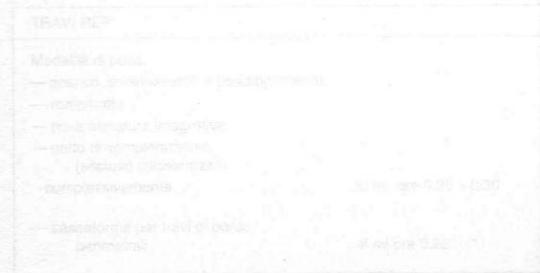
I contenuti riportati illustrano in modo efficace i criteri di progettazione statica degli edifici in muratura secondo la normativa specifica emanata nel 1987.

Dal 19 dicembre 1987 è in vigore il Decreto Ministeriale LL.PP. 20 novembre 1987 "Norme Tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento".

Esso rappresenta una grossa innovazione in quanto per la prima volta, viene ufficialmente regolamentato il calcolo delle murature portanti ponendole sullo stesso piano di rigore progettuale di altri materiali strutturali quali il Cemento Armato e l'Acciaio.

Inoltre il D.M. 20/11/87 costituisce una esplicita metodologia per la verifica statica di murature portanti anche in zona sismica.

È ad esso che sostanzialmente ci si riferirà nei successivi capitoli 4.1 e 4.2 per il dimensionamento delle murature in laterizio integrando, ove possibile, con considerazioni pratiche dettate dall'esperienza RDB al fine di completare il testo normativo con una sufficiente esemplificazione applicativa.



di cm 1,3 per elementi rigati, al netto della rigatura. I fori dovranno essere distribuiti pressoché uniformemente sulla faccia dell'elemento.

Quando A sia maggiore di 300 cm², l'elemento può essere dotato di un foro di presa di maggiori dimensioni fino ad un massimo di 35 cm², da computare nella percentuale complessiva della foratura, avente lo scopo di agevolare la presa manuale; per A maggiore di 580 cm², i fori di presa possono essere due con area di ogni foro non maggiore di 35 cm² e da computare nella percentuale complessiva della foratura.

La resistenza a compressione si determina mediante prove di compressione, su un campione di sufficiente numerosità statistica. Le facce dei mattoni o blocchi normali alla direzione del carico devono essere preventivamente rettificata in modo che gli errori di planarità siano non maggiori di 0,05 mm. Entro questo limite devono essere contenuti i difetti di planarità e le deformazioni flessionali delle piastre delle macchine di prova. Il carico dev'essere centrato in corrispondenza del baricentro meccanico della sezione ed aumentare di non oltre 0,5 MPa/sec. La resistenza caratteristica si ricava mediante la seguente formula:

nella quale:
 f_{bk} = media aritmetica delle resistenze unitarie dei singoli mattoni o blocchi riferite all'area lorda della sezione caricata
 s = scarto tipo (detto anche scarto quadratico medio)
Indicando con f_i le resistenze dei singoli mattoni o blocchi lo

4.1 Definizione e classificazioni

La muratura è costituita da elementi resistenti aventi generalmente forma parallelepipedica, posti in opera a strati regolari di spessore costante e collegati tramite malta o altri leganti idonei. Gli elementi resistenti possono essere realizzati in laterizio normale e in laterizio alleggerito in pasta. Si dicono blocchi quando il loro volume supera i 7500 cm³.

Si distinguono le seguenti categorie in base alla percentuale di foratura ϕ ed all'area media della sezione normale di un foro f :

Elementi artificiali pieni	$\phi \leq 15\%$	$f \leq 9$	$s \geq 20$	
Elementi artificiali semipieni	15%	$\phi \leq 45\%$	$f \leq 12$	$s \geq 20$
Elementi artificiali forati	$45\% < \phi \leq 55\%$	$f \leq 15$	$s \geq 25$	

dove s rappresenta il minimo spessore di muratura portante ottenibile al netto dell'intonaco.

La percentuale di foratura è espressa dalla formula seguente:

$$\phi = 100 F/A$$

in cui: F = area complessiva dei fori passanti e profondi non passanti

A = area lorda della faccia delimitata dal suo perimetro

La distanza minima tra un foro ed il perimetro esterno non potrà essere inferiore a cm 1,0 al netto dell'eventuale rigatura, mentre la distanza fra due fori non potrà essere inferiore a cm 0,8 con una tolleranza del 10%.

Per elementi da paramento la distanza fra un foro ed il perimetro esterno deve essere di almeno cm 1,5 per elementi lisci e

4.2 Note di funzionamento statico delle murature in laterizio

4.2.1 Caratteristiche dei materiali

4.2.1.1 Resistenza a compressione dei blocchi isolati (f_{bk})

La resistenza caratteristica si determina mediante prove di compressione, su un campione di sufficiente numerosità statistica.

Le facce dei mattoni o blocchi normali alla direzione del carico devono essere preventivamente rettificata in modo che gli errori di planarità siano non maggiori di 0,05 mm.

Entro questo limite devono essere contenuti i difetti di planarità e le deformazioni flessionali delle piastre delle macchine di prova.

Il carico dev'essere centrato in corrispondenza del baricentro meccanico della sezione ed aumentare di non oltre 0,5 MPa/sec.

La resistenza caratteristica si ricava mediante la seguente formula:

$$f_{bk} = f_{bm} - ks$$

nella quale:

f_{bm} = media aritmetica delle resistenze unitarie dei singoli mattoni o blocchi riferite all'area lorda della sezione caricata

s = scarto tipo (detto anche scarto quadratico medio)

Indicando con f_i le resistenze dei singoli mattoni o blocchi lo

scarto tipo è dato da:

$$s = \sqrt{\frac{\sum (f_{bm} - f_i)^2}{n - 1}}$$

k coefficiente dato dalla seguente tabella:

n	6	8	10	12	20	≥30
k	2,33	2,19	2,10	2,05	1,93	1,64

Deve anche risultare:

$$\delta = \frac{s}{f_{bm}} \leq 0,20 \text{ coefficiente di variazione}$$

Normalmente la resistenza caratteristica viene determinata solo per la direzione parallela ai carichi verticali, secondo la disposizione in opera dei mattoni o blocchi.

Per zone sismiche e per la valutazione della massima resistenza a taglio della muratura è richiesta anche la resistenza degli elementi isolati in direzione ortogonale a quella dei carichi verticali nel piano del muro (f_{bk}).

In questo caso il valore caratteristico è

$$\bar{f}_{bk} = 0,7 \cdot f_{bm}$$

Il D.M. 20/11/87 prescrive la determinazione annuale di f_{bk} su almeno 30 elementi e di \bar{f}_{bk} su almeno 6 elementi.

Il D.M. 24/1/86 per zone sismiche richiede invece la determinazione di f_{bm} e \bar{f}_{bm} semestralmente su almeno 30 campioni.

4.2.1.2 Resistenza della malta (Rm)

Viene ricavata sperimentalmente su prismi di malta aventi dimensioni 4x4x16 cm secondo le modalità del D.M. del 3/6/1968. Convenzionalmente, per la malta ci si riferisce alla resistenza media a compressione (Rm).

I tipi di malta e le loro classi sono definite in rapporto alla composizione in volume secondo la tabella che segue.

Tabella 1

Classe	Tipo di malta	Composizione				
		Cemento	Calce aerea	Calce idraulica	Sabbia	Pozzolana
M4	Idraulica	-	-	1	3	-
M4	Pozzolonica	-	1	-	-	3
M4	Bastarda	1	-	2	9	-
M3	Bastarda	1	-	1	5	-
M2	Cementizia	1	-	0,5	4	-
M1	Cementizia	1	-	-	3	-

Malte di diversa composizione, preventivamente sperimentate, possono essere ritenute equivalenti a quelle indicate in tabella qualora la loro resistenza media a compressione risulti non inferiore a:

- 12 MPa per l'equivalenza alla malta M1
 - 8 MPa per l'equivalenza alla malta M2
 - 5 MPa per l'equivalenza alla malta M3
 - 2,5 MPa per l'equivalenza alla malta M4
- 1 MPa = 1N/mm² ≈ 10 kg/cm²

Alla malta cementizia si può aggiungere una piccola quantità (max 20%) di calce aerea, con funzione plastificante, per migliorarne la lavorabilità.

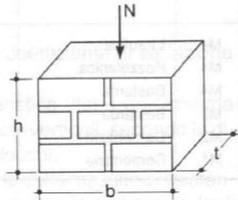
4.2.2 Caratteristiche della muratura

Per un corretto dimensionamento statico della muratura è indispensabile conoscere le sue caratteristiche fisico-meccaniche che ne definiscono le prestazioni.

4.2.2.1 Resistenza caratteristica a compressione (f_k)

La resistenza caratteristica a compressione semplice della muratura (f_k) si determina per via sperimentale operando su pilastri, nel modo seguente:

- b ≥ 2 blocchi
- h ≥ 3 corsi
- $\frac{h}{t} = 2,4 \div 5$
- f = N_u/bt
- n ≥ 6 numerosità campione



Stagionatura = 28 gg a 20 C; Umidità = 70%; Gradiente di carico = 0,5 MPa/20 sec. Prima di effettuare la prova, la faccia superiore di ogni provino viene eventualmente livellata con malta. Il muretto può anche essere contenuto fra due piastre metalliche rettificata, utili per gli spostamenti ed il suo posizionamento nella pressa. Il provino, previa interposizione di lastra metallica viene posto tra i piatti della macchina di prova (uno dei quali articolato) e si effettua quindi la centratura del carico. In proposito è consigliabile procedere anche ad un controllo estensimetrico.

La resistenza caratteristica è data da:

$$f_k = f_m - K \cdot s$$

dove $f_m = \frac{\sum f}{n}$ è la resistenza media dei campioni di prova. K ed s hanno il significato del paragrafo 4.2.1.1. Contemporaneamente alla determinazione di f_k occorre procedere anche alle prove sui blocchi isolati e sulla malta impiegata.

In alternativa è possibile ricavare indirettamente il valore di f_k della Tabella 2 in funzione della resistenza f_{bk} dei blocchi isolati aventi φ ≤ 45% e della classe di appartenenza della malta. La validità della tabella è limitata a quelle murature aventi giunti orizzontali e verticali riempiti di malta e di spessore compreso fra 5 e 15 mm. Tuttavia occorre rilevare che il metodo della sperimentazione diretta è sicuramente più attendibile di quello indiretto di tab. 2.

Tabella 2

Resistenza caratteristica a compressione dell'elemento N/mm ² kg/cm ²	Tipo di malta								
	M ₁		M ₂		M ₃		M ₄		
	N/mm ²	kg/cm ²							
2,0	20	1,2	12	1,2	12	1,2	12	1,2	12
3,0	30	2,2	22	2,2	22	2,2	22	2,0	20
5,0	50	3,5	35	3,4	34	3,3	33	3,0	30
7,5	75	5,0	50	4,5	45	4,1	41	3,5	35
10,0	100	6,2	62	5,3	53	4,7	47	4,1	41
15,0	150	8,2	82	6,7	67	6,0	60	5,1	51
20,0	200	9,7	97	8,0	80	7,0	70	6,1	61
30,0	300	12,0	120	10,0	100	8,6	86	7,2	72
40,0	400	14,3	143	12,0	120	10,4	104	—	—

In ogni caso la resistenza caratteristica a compressione f_k richiesta dal calcolo statico deve essere indicata nel progetto delle opere.

Un valore approssimativo di f_k è valutabile con la seguente formula:

$$f_k = \alpha \frac{f_{bk}}{20 + \frac{f_{bk}}{r}} \log \left[10 R_m \left(1 + \frac{r R_m}{f_{bk}} \right) + 2 \right] \text{ [MPa]}$$

in cui:

- f_{bk} = resistenza caratteristica del mattone o blocco riferita all'area lorda
- R_m = resistenza media a compressione della malta
- α = $8 + 0,1 f_{bk}$ (≤ 10 per i mattoni pieni)
- r = rapporto fra la superficie dei setti di laterizio interessati dal giunto orizzontale di malta e la sezione lorda dell'elemento murario.

Se non vi è interruzione di giunto, per i mattoni o blocchi a perforazione verticale la detta superficie efficiente è pari all'area dei setti interessati dal giunto orizzontale di malta; quindi:

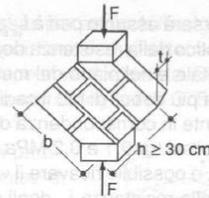
$$r = 1 - \frac{\varphi}{100} \text{ essendo } \varphi \text{ la percentuale di foratura}$$

Per un dato tipo di muratura il coefficiente α può essere ricavato sperimentalmente insieme a f_k . In tal caso risulta agevole calcolare la resistenza della muratura al variare di R_m e di f_{bk} .

4.2.2.2 Resistenza caratteristica a taglio (f_{vk})

Si determina preliminarmente la resistenza caratteristica a taglio della muratura in assenza di carichi verticali f_{vko} mediante una prova di trazione indiretta applicando un carico di compressione diagonale ad elementi murari nel modo seguente:

- $b \geq 2$ blocchi
- $h \geq 3$ corsi
- $\frac{h}{t} \geq 2$
- $t g \alpha = h/b$



I provini avranno forma avvicinandosi il più possibile a quella quadrata, sollecitandoli a compressione nella direzione di una diagonale. La costituzione di tali provini risponderà alle condizioni specificate per la determinazione di f_k , salvo che, invece di essere livellati con gesso, saranno provvisti nei due spigoli opposti di un elemento in calcestruzzo armato atto a ripartire il carico della macchina di prova.

La tensione di taglio in assenza di sforzo normale è data da:

$$f_{vol} = \frac{F_u}{(b + h) \cdot t}$$

Operando la sperimentazione su almeno 6 provini il valore della resistenza caratteristica a taglio della muratura in assenza di carichi verticali è dato da:

$$f_{vko} = 0,7 \cdot f_{vmo} \text{ con } f_{vmo} = \frac{\sum f_{vol}}{n}$$

La resistenza caratteristica a taglio della muratura in opera è definita come resistenza all'effetto combinato delle forze orizzontali e dei carichi verticali agenti nel piano del muro, i quali danno origine nella sezione di verifica alla tensione normale media σ_o secondo la seguente relazione lineare:

$$f_{vk} = f_{vko} + 0,4 \sigma_o \leq f_{vklim}$$

Il valore limite sarà assunto pari a $f_{vklim} = 1,4 \bar{f}_{bk}$ essendo \bar{f}_{bk} il valore caratteristico della resistenza degli elementi isolati in direzione orizzontale e nel piano del muro.

Usando malte più deboli di M3 il cedimento per taglio si verifica normalmente in corrispondenza del giunto di malta per valori di f_{vk} compresi tra 0,1 e 0,2 MPa.

In alternativa, è possibile ricavare il valore di f_{vko} dalla tabella 3 in funzione della resistenza f_{bk} degli elementi isolati e del tipo di malta. Valgono le stesse limitazioni come nel caso della determinazione indiretta di f_k , osservando che tale metodo è meno attendibile della sperimentazione diretta:

f_{bk} (MPa)	Classe malta	f_{vko} (MPa)
≤ 15	M 1 - M 2 - M 3	0,20
> 15	M 1 - M 2 - M 3	0,30

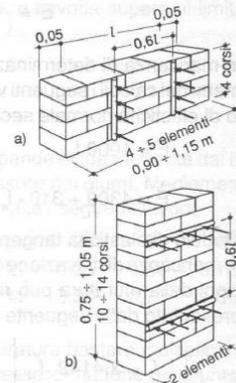
4.2.2.3 Resistenza a trazione per flessione (f_{xk}, f_{yk})

In mancanza di determinazione diretta possono essere adottati i valori dati dalla tabella 4 in funzione del tipo di malta impiegato.

Resistenza a trazione per flessione della muratura			
Classe malta	M1	M2 - M3	M4
f_{xk} (MPa)	1,1	0,9	0,8
f_{yk} (MPa)	0,4	0,3	0,25

Tali parametri sono necessari per particolari esigenze statiche. La resistenza a trazione per flessione si determina operando su muretti da una testa disposti verticalmente. Si riporta il procedimento prescritto dalle norme inglesi (B.S. 5628 - 1978).

- f_x = trazione in direzione parallela ai giunti orizzontali di malta (fig. a)
- f_y = trazione in direzione perpendicolare ai giunti orizzontali di malta (fig. b).



I muretti vengono provati in verticale facendoli appoggiare su un supporto di politetrafluoroetilene e caricati come indicato nelle figure.
 numerosità del campione $n = 10$
 stagionatura 28 gg
 gradiente di carico 2,5 kN/min.

Si ipotizza la distribuzione log-normale per cui di ciascun valore f della resistenza a flessione viene determinato il corrispondente logaritmo naturale (base e):

$$l n \cdot f = z$$

La resistenza caratteristica si stima mediante la formula:

$$f_k = \text{Exp} \left[\frac{\sum z}{10} - 1,922 \sqrt{(1/9) \left(\sum z^2 - (\sum z)^2 \right)} \right]$$

4.2.2.4 Modulo elastico (E)

Durante le prove per la determinazione di f_k è possibile tracciare per ogni provino le curve sforzi-deformazioni della muratura.

ra con le quali si risale al modulo elastico longitudinale E . Normalmente viene valutato nell'intervallo $0,1 f_k \div 0,4 f_k$. Dette $\epsilon_{0,1}$ ed $\epsilon_{0,4}$ le deformazioni corrispondenti per ogni singolo provino, risulta:

$$E = \frac{0,3 f_k}{(\epsilon_{0,4} - \epsilon_{0,1})}$$

In mancanza di determinazione sperimentale possono assumersi nei calcoli i seguenti valori dei moduli di elasticità: modulo di elasticità normale secante E

$$E = 1000 f_k \quad \text{per } f_k \leq 7 \text{ Mpa}$$

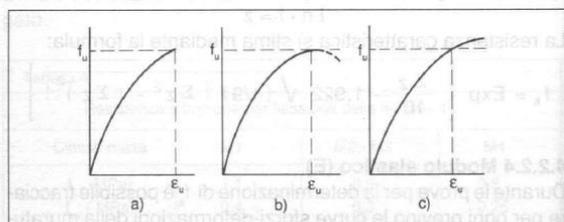
$$E = 4300 + 310 \cdot f_k \quad \text{per } f_k > 7 \text{ Mpa}$$

Modulo di elasticità tangenziale secante $G = 0,4 \cdot E$.

In mancanza di rilevazione diretta il diagramma sforzi deformazioni della muratura può ritenersi approssimativamente rappresentato dalla seguente espressione:

$$f = 3,4142 f_u \left[1 - \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_u} + 1 \right)^{-0,5} \right] \leq f_u$$

essendo ϵ_u la deformazione corrispondente alla tensione di rottura f_u .



4.2.2.5 Coefficiente di Poisson

Il rapporto fra la deformazione trasversale e quella longitudinale cresce con l'aumentare della compressione e può ritenersi compreso fra 0,15 e 0,25 per σ variabile fra 1/3 e 2/3 di f_u . In prossimità della rottura raggiunge, e talvolta supera, il limite teorico di 0,5.

4.2.2.6 Ritiro

La deformazione dovuta al ritiro dipende evidentemente dal tipo di malta impiegata e dallo spessore dei giunti. Mediamente si possono considerare per le malte i seguenti valori:

Stagionatura	:	giorni	28	90	360
Malta di cemento a 300 kg	:	%	0,25	0,50	0,75
Malta di calce idraulica a 350 kg	:	%	0,30	0,75	1,00

Per riferire dette incidenze alla muratura basterà moltiplicare per il rapporto spessore-giunto/spessore-mattone più giunto. Ad esempio per una muratura in Doppioni spessa cm 12 e giunti di malta di cemento spessi 1 cm, a 360 giorni di stagionatura si ha:

$$\epsilon_c = \frac{0,75}{1000} \times \frac{1}{12 + 1} = 0,058 \%$$

4.2.2.7 Scorrimento viscoso

In assenza di migliori informazioni, il rapporto fra la deformazione a tempo infinito e la deformazione elastica si può ritenere:

$$\varphi_{t \rightarrow \infty} = 1$$

4.2.2.8 Dilatazione termica

Il coefficiente di dilatazione termica risulta mediamente pari a:

$$\epsilon_T = 6 \cdot 10^{-6} / ^\circ\text{C}$$

4.2.2.9 Dilatazione igrometrica reversibile

L'ampiezza della contrazione-espansione fra muratura secca e muratura satura può essere valutata:

$$(+0,2) + (-0,1) \text{ mm/m}$$

4.2.3 Concezione strutturale dell'edificio

L'edificio a uno o più piani in muratura portante deve essere concepito come una struttura tridimensionale costituita da singoli sistemi resistenti collegati tra di loro e le fondazioni e disposti in modo da resistere alle azioni verticali ed orizzontali.

Detti sistemi sono:

- muri sollecitati prevalentemente da azioni verticali
- muri sollecitati prevalentemente da azioni orizzontali
- solai piani.

Ai fini di un adeguato comportamento statico dell'edificio, tutti i muri devono avere, per quanto possibile, sia la funzione portante che di controventamento.

Occorre inoltre assicurare che i solai possano, per resistenza e rigidità, assolvere il compito di ripartire le azioni orizzontali fra i muri di controventamento.

I tre sistemi di elementi piani sopraddetti devono essere opportunamente collegati fra loro.

Tutti i muri saranno collegati al livello dei solai mediante cordoli e tra di loro, mediante ammortamento lungo le intersezioni verticali.

In corrispondenza dei solai di piano e di copertura i cordoli si realizzeranno generalmente in cemento armato, di larghezza pari ad almeno 2/3 della muratura sottostante e comunque non inferiore a 12 cm e di altezza almeno pari a quella del solaio e comunque non inferiore alla metà dello spessore del muro. Per i primi tre orizzontamenti, a partire dall'alto, l'armatura minima dei cordoli sarà di almeno 6 cm² con diametro non inferiore a 12 mm.

In ogni piano sottostante gli ultimi tre, detta armatura minima sarà aumentata di 2 cm² prevista nel cordolo di base interposto tra la fondazione e la struttura in elevazione. Le staffe dei cordoli dovranno essere costituite da tondi con diametro non minore di 6 mm poste ad una distanza non superiore ai 30 cm. Lo studio planimetrico deve essere condotto tenendo presente che la struttura verrà assoggettata ad azioni orizzontali di importanza crescente col numero dei piani preventivato e che i muri irrigidenti dovranno essere, di norma, a distanza non superiori agli 8 m.

Quando siano richieste finestre molto larghe converrà affidare la portanza dei solai ai muri trasversali, preferibilmente coincidenti con la separazione fra appartamenti, anche allo scopo di assicurare fra gli stessi un conveniente isolamento acustico. La fondazione deve essere quanto più possibile rigida. Se si costruisce su palificazioni è consigliabile ricorrere al getto di una piastra o di una intelaiatura in c.a. (trave rovescia). Quando il piano terreno abbia una disposizione planimetrica molto diversa da quella dei piani superiore può essere conveniente estendere anche a questo la struttura in c.a.

Il collegamento tra la fondazione e la struttura in elevazione sa-

rà di norma realizzato mediante cordolo in c.a. disposto alla base di tutte le murature verticali resistenti, di spessore pari a quello della muratura di fondazione e di altezza non inferiore alla metà di detto spessore.

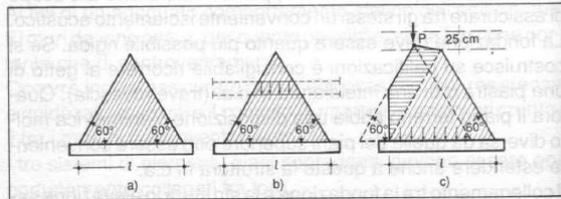
4.2.4 Carichi

4.2.4.1 Carichi verticali

Per la valutazione dei carichi permanenti e dei sovraccarichi d'esercizio vedasi Circolare n. 22671 (sintesi a pag. 722). I carichi concentrati si distribuiscono con angoli di dispersione pari a 30° da ciascun lato della linea di direzione del carico.

Architravi su aperture ricavate nella muratura

Quando si possa staticamente ritenere che sopra alla trave si generi un effetto di volta scaricantesi ai lati, si considererà gravante sulla trave solo il peso del muro incluso in un triangolo equilatero avente come base la luce di questa (fig. a). Se entro il detto triangolo agiscono sulla muratura dei carichi uniformemente distribuiti (es. solai) questi vengono considerati solo per la parte che si trova entro i limiti del triangolo (fig. b).



Se entro la luce della trave agiscono carichi concentrati essi dovranno essere considerati ammettendo una distribuzione del carico a 60°, anche se il loro punto d'applicazione è al di fuori del triangolo, ma sia tuttavia al di sotto della linea orizzontale posta 25 cm sopra la sommità del triangolo stesso.

Dovrà essere inoltre aggiunto il peso della muratura indicata in disegno con tratteggio orizzontale (fig. c).

4.2.4.2 Azioni orizzontali

Per la determinazione dell'azione del vento vedasi Circolare n. 22671 (sintesi a pag. 722).

Per la verifica degli elementi murari di facciata si adotta la condizione che si combina in modo più sfavorevole, con altre azioni concomitanti. Per il calcolo dei muri di controventamento, l'effetto complessivo di pressione e depressione può essere assimilato ad un sistema di forze orizzontali applicate in corrispondenza degli orizzontamenti.

Per la valutazione delle azioni sismiche valgono le prescrizioni del D.M. 24/1/86 e relativa Circolare Min. LL.PP. n° 27690 del 19/7/86.

In ogni caso, l'azione del vento e quella sismica si considerano agenti non contemporaneamente secondo due direzioni ortogonali, di norma parallele ai due assi principali della costruzione.

4.2.4.2.1 Ripartizione delle azioni orizzontali

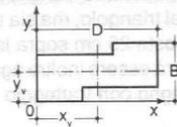
Nel caso di solai infinitamente rigidi nel piano orizzontale le forze orizzontali (F) si ripartiscono negli elementi murari in propor-

zione alle loro rispettive rigidzze (R)

Coordinate Risultanti Azioni Vento

$$\bar{X}_v = \frac{1}{2} D$$

$$\bar{Y}_v = \frac{1}{2} B$$

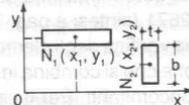


Coordinate del Baricentro Masse (SISMA)

(X, Y) coordinate del baricentro del generico elemento murario soggetto a sforzo normale N comprensivo del peso proprio:

$$\bar{X}_m = \frac{\sum N \cdot X}{\sum N}$$

$$\bar{Y}_m = \frac{\sum N \cdot Y}{\sum N}$$



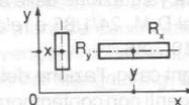
Disassamento tra Azioni e Reazioni

Reagiscono alle azioni F in proporzione alla loro rigidzza, gli elementi murari aventi l'asse maggiore (b) disposto parallelamente a F.

Pertanto le coordinate del centro delle rigidzze rispettivamente secondo X o secondo Y sono dati da:

$$\bar{X}_R = \frac{\sum R_y \cdot x}{\sum R_y}$$

$$\bar{Y}_R = \frac{\sum R_x \cdot y}{\sum R_x}$$



in cui R è un termine proporzionale alla rigidzza del singolo elemento murario. Nel caso si trascuri l'effetto del taglio, per muri di altezza di interpiano pari ad h, è R = E I/h

il disassamento fra azioni e reazioni è:

$$d = \begin{cases} \bar{X}_R - \bar{X}_v & \text{per il vento agente in direzione Y} \\ \bar{Y}_R - \bar{Y}_v & \text{per il vento agente in direzione X} \\ \bar{X}_R - \bar{X}_m & \text{per l'azione sismica agente in direzione Y} \\ \bar{Y}_R - \bar{Y}_m & \text{per l'azione sismica agente in direzione X} \end{cases}$$

Agli effetti delle norme sismiche dev'essere considerato in ogni caso:

$$d \geq \begin{cases} 0,05 D & \text{per } D/B > 3,5 \\ \left\{ 0,03 + 0,02 \left(\frac{D}{B} - 2,5 \right) \right\} \cdot D & \text{per } 2,5 < D/B < 3,5 \end{cases}$$

Detta F_x la risultante delle forze orizzontali parallele ad X, al generico muro parallelo ad X competerà la forza:

$$F_{xi} = F_x \cdot R_{xi} \left(\frac{1}{\sum R} + \frac{d \cdot \delta_{yi}}{I_t} \right)$$

essendo:

$$\delta_{yi} = \bar{Y}_R - Y_i \quad I_t = \sum (R_y \delta_x^2) + \sum (R_x \delta_y^2)$$

Nel caso non si trascuri il contributo di taglio, la rigidzza nella direzione parallela ad un muro largo b ed alto h vale:

$$R = \frac{GA}{1,2 h} \frac{1}{1 + \frac{G}{1,2 E} \left(\frac{h}{b} \right)^2}$$

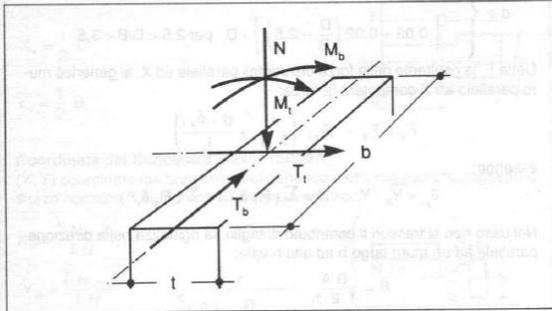
4.2.5 Valutazione delle sollecitazioni

Si adotta l'ipotesi semplificativa di pareti articolate in corrispondenza degli orizzontamenti e della ripartizione rettangolare delle reazioni dei solai sui muri.

Le sollecitazioni, secondo i due piani baricentrici, alle quali può essere assoggettato un elemento murario sono schematicamente indicati nella figura di pag. 264.

Si valuteranno separatamente le componenti di sollecitazione dovute alle azioni permanenti e quelle provocate dai carichi variabili per poi combinarle in sede di verifiche nel modo più sfavorevole, tenendo tuttavia presente che le componenti di sol-

ipitazione dovute alle azioni orizzontali nelle due direzioni suddette non sono mai concomitanti.



4.2.5.1 Sollecitazione normale N

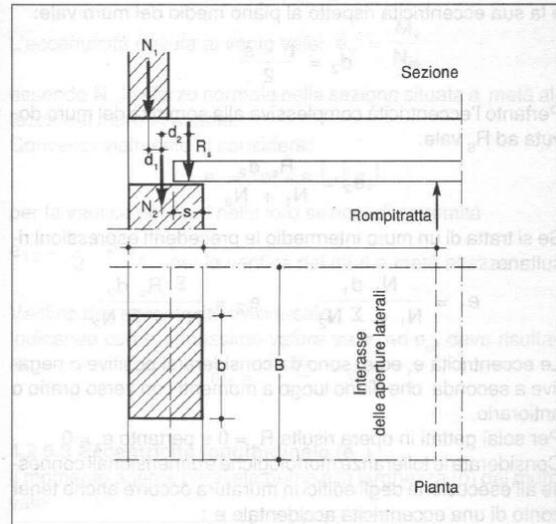
È data dalla somma di tutti i carichi che gravano sull'elemento murario nella sezione considerata.

4.2.5.2 Eccentricità trasversali (e₁)

L'ipotesi delle articolazioni nelle sezioni di estremità degli elementi murari comporta l'annullamento dei momenti di incastro dei solai.

Conseguentemente nella sezione di base l'azione normale compressiva N₁ risulterà centrata mentre nella sezione di sommità, in fase di montaggio di un solaio prefabbricato, potrà ingenerarsi un momento flettente dovuto alla reazione R_s eccentrica del suo peso proprio per il tratto compreso tra il muro e il

più vicino rompitratta mentre per effetto della ripartizione dei cordoli e della plasticizzazione della sezione l'azione totale N₂ trasmessa dal solaio al muro è da considerarsi centrata.



Prendendo in esame un muro laterale, una eventuale posizione eccentrica del muro del piano superiore rispetto al piano medio del muro inferiore da verificare induce un'eccentricità:

$$e_1 = \frac{N_1 d_1}{N_1 + N_2}$$

La reazione dovuta al peso proprio q_s del solaio prefabbricato in fase di montaggio vale:

$$R_s = \frac{1}{2} q_s (d + s) \cdot B$$

e la sua eccentricità rispetto al piano medio del muro vale:

$$d_2 = \frac{t - s}{2}$$

Pertanto l'eccentricità complessiva alla sommità del muro dovuta ad R_s vale:

$$e_2 = \frac{R_s d_2}{N_1 + N_2}$$

Se si tratta di un muro intermedio le precedenti espressioni risultano:

$$e_1 = \frac{N_1 d_1}{N_1 + \sum N_2} \quad e_2 = \frac{\sum R_s d_2}{N_1 + \sum N_2}$$

Le eccentricità e₁ ed e₂ sono da considerarsi positive o negative a seconda che diano luogo a momenti con verso orario o antiorario.

Per solai gettati in opera risulta R_s = 0 e pertanto e₂ = 0. Considerate le tolleranze morfologiche e dimensionali connesse all'esecuzione degli edifici in muratura occorre anche tener conto di una eccentricità accidentale e_a:

$$e_a = \frac{h}{200}$$

con h = altezza interna di piano della muratura al rustico, espressa in cm.

Negli elementi murari perimetrali l'azione del vento genera un momento flettente massimo nella sezione situata a metà altezza

za fra i due solai che delimitano ciascun piano. Il momento dovuto alla pressione del vento (0,8 q_v, essendo q_v il valore regolamentare) vale:

$$M_v = 0,10 q_v \cdot B \cdot h^2$$

L'eccentricità dovuta al vento vale: $e_v = \frac{M_v}{N_m}$

essendo N_m lo sforzo normale nella sezione situata a metà altezza del muro in esame.

Convenzionalmente si considera:

$$e_{11} = |e_1 + e_2| + |e_a|$$

per la verifica dei muri nelle loro sezioni di estremità

$$e_{12} = \frac{e_{11}}{2} + e_v \quad \text{per la verifica dei muri a metà altezza.}$$

Verifica dell'eccentricità trasversale.

Indicando con e_i il massimo valore tra e₁₁ ed e₁₂, deve risultare:

$$m_1 = \frac{6 \cdot e_i}{t} \leq 2$$

4.2.5.3 Eccentricità longitudinale (e_b)

Il momento agente parallelamente alla larghezza (b) del muro vale:

$$M_b = \sum F_i h_i$$

h_i = distanza delle singole forze F_i sovrastanti l'orizzontamento considerato

$e_b = \frac{M_b}{N}$ eccentricità longitudinale dovuta al momento indotto dalle forze orizzontali.

Deve risultare:

$$m_b = \frac{6 \cdot e_b}{b} \leq 1,3$$

4.2.6 Verifica a pressoflessione di murature soggette ad eccentricità trasversali

Deve risultare: $\sigma = \frac{N}{\phi_t \cdot A} \leq \sigma_m$

$A = b \cdot t$; $\sigma_m = \frac{f_k}{\gamma}$ tensione base ammissibile della muratura
 $\gamma = 5$ coefficiente di sicurezza per il calcolo alle tensioni ammissibili.

Il coefficiente ϕ_t di riduzione per eccentricità e snellezza è riportato in tabella 5 in funzione di:

λ = snellezza della muratura

m_t = coefficiente di eccentricità, dipendente dall'eccentricità trasversale e_t concomitante con N (4.2.5.2).

Tab. 5 VALORI DEI COEFF. ϕ CON L'IPOTESI DELLA ARTICOLAZIONE

Snellezza λ	Coefficiente di eccentricità $m = 6 e/t$				
	0	0,5	1,0	1,5	2,0
0	1,00	0,74	0,59	0,44	0,33
5	0,97	0,71	0,55	0,39	0,27
10	0,86	0,61	0,45	0,27	0,15
15	0,69	0,48	0,32	0,17	—
20	0,53	0,36	0,23	—	—

Per valori non contemplati in tabella è ammessa l'interpolazione lineare; in nessun caso sono ammesse estrapolazioni.

Un valore approssimato di ϕ è dato dalla seguente espressione proposta dal T.B.E.

$$\phi = \phi_0 = 1 - 0,4 m^{0,81} \quad \text{per } \lambda \leq 5$$

$$\phi = \phi_0 + 0,024 (\lambda - 5) \quad \text{per } \lambda > 5$$

La snellezza convenzionale della muratura deve essere:

$$\lambda = \frac{\rho \cdot h}{t} \leq 20$$

essendo ρ il fattore laterale di vincolo.

Il fattore ρ assume il valore 1 per il muro isolato, ed i valori indicati nella Tabella 6 quando il muro senza aperture (porte o finestre) è irrigidito con efficace vincolo da due muri trasversali di spessore non inferiore a 20 cm, posti ad interasse a .

Tab. 6	Valori di ρ
$h/a \leq 0,5$	1
$0,5 < h/a \leq 1$	$3/2 - h/a$
$h/a > 1$	$\frac{1}{1 + (h/a)^2}$

Se il generico muro trasversale ha delle aperture (porte o finestre) si ritiene convenzionalmente che la sua funzione di irrigidimento possa essere espletata quando lo stipite delle aperture dista dalla superficie del muro irrigidito almeno 1/5 dell'altezza del muro stesso; in caso contrario si assumerà $\rho = 1$.

4.2.7 Verifica a pressoflessione di murature soggette ad eccentricità longitudinali

Deve risultare: $\sigma = \frac{N}{\phi_{t1} \phi_b A} \leq \sigma_m$

In cui ϕ_{t1} è il coefficiente di riduzione per eccentricità e snellezza valutato $\lambda = h/t$ e con l'eccentricità e_{t1} (4.2.5.2).

ϕ_b è invece il coefficiente ϕ valutato per $\lambda = 0$ e per l'eccentricità longitudinale e_b (4.2.5.3).

4.2.8 Verifica a taglio

L'azione al taglio parallelamente al muro in esame vale:

$$T = \sum F_i$$

dove le F_i sono le forze orizzontali sovrastanti l'orizzontamento considerato.

Per la verifica a taglio deve risultare:

$$\tau = \frac{T}{\beta A} \leq \frac{f_{vk}}{\gamma}$$

β = coefficiente di parzializzazione della sezione; tiene conto della eventuale zona di muro soggetta a trazione: assume i valori indicati in tabella 7.

Tab. 7	
$\beta = 1$	per $m_v \leq 1$
$\beta = (3 - m_v)/2$	per $1 < m_v \leq 1,3$