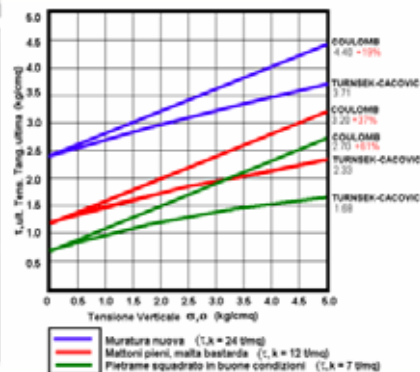
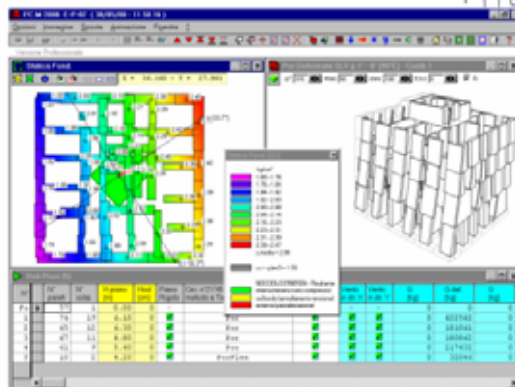
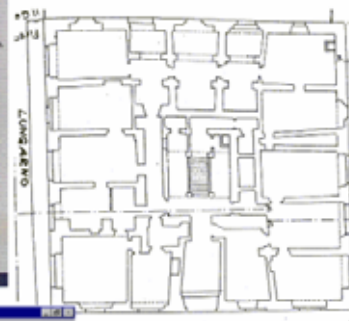




# Aedes 2000

dalla  
Ricerca  
Scientifica  
alla  
Tecnica  
Applicata

Ing. Francesco Pugi



## Progettazione di Costruzioni in Muratura

---

Tutti i diritti sono riservati, anche di riproduzione parziale, a norma di legge e delle convenzioni internazionali. Nessuna parte di questo volume può essere riprodotta in qualsiasi forma o mezzo elettronico o meccanico, per alcun uso, senza il permesso scritto della AEDES Software per Ingegneria Civile e dell'Autore: Ing. Francesco Pugi.

© **AEDES** Software per Ingegneria Civile  
E-mail: **info@aedes.it** - Internet: **www.aedes.it**

*L'edizione cartacea del volume "Progettazione di Costruzioni in Muratura", curata da ALINEA Editrice srl, marzo 2001, ISBN 88-8125-441-7, è esaurita. In accordo con ALINEA Editrice, AEDES ne diffonde la versione informatica, su file pdf per Adobe (R) Acrobat Reader. La seconda edizione del volume, aderente agli sviluppi normativi del settore, è in corso di preparazione.*  
Febbraio 2007

---

Ing. Francesco Pugi

**PC.M**

**PROGETTAZIONE DI  
COSTRUZIONI IN  
MURATURA**

**LA TEORIA**

---

---

## INDICE

### A. LA TEORIA

#### A.1. L'ANALISI DEGLI EDIFICI IN MURATURA 9

- A.1.0. INTRODUZIONE 9
- A.1.1. IL MATERIALE 'MURATURA' 9
- A.1.2. COMPORTAMENTO DI UN INSIEME DI PARETI IN MURATURA 10
- A.1.3. COMPORTAMENTO DEGLI EDIFICI REALI 12
- A.1.4. SCHEMI DI CALCOLO E MODELLAZIONE DEGLI EDIFICI 12
- A.1.5. NORMATIVA DI RIFERIMENTO E MODALITA' DI APPLICAZIONE 13

#### A.2. ANALISI STATICA 20

- A.2.1. VERIFICHE STATICHE IN BASE AL D.M. 20.11.1987 20
  - A.2.1.1. VERIFICA A COMPRESSIONE 21
  - A.2.1.2. VERIFICA A PRESSOFLESSIONE 23
  - A.2.1.3. VERIFICA A TAGLIO 24
- A.2.2. ALTRE VERIFICHE STATICHE 26
  - A.2.2.1. VERIFICA ALLE TENSIONI MEDIE DI COMPRESSIONE 27
  - A.2.2.2. VERIFICA IN FONDAZIONE 27
  - A.2.2.3. VERIFICA A RIBALTAMENTO 28

#### A.3. ANALISI SISMICA 30

- A.3.1. VERIFICHE SISMICHE IN BASE ALLA NORMATIVA VIGENTE 30
- A.3.2. VERIFICHE SISMICHE PER AZIONI ORTOGONALI 34
  - A.3.2.1. VERIFICA A RIBALTAMENTO 34
  - A.3.2.2. VERIFICA A PRESSOFLESSIONE PER AZIONI ORTOGONALI 36
- A.3.3. VERIFICHE SISMICHE PER AZIONI NEL PIANO 38
  - A.3.3.1. VERIFICA A TAGLIO 39
  - A.3.3.2. VERIFICA A PRESSOFLESSIONE PER AZIONI NEL PIANO 40
- A.3.4. VERIFICA IN FONDAZIONE 41
- A.3.5. METODI SEMPLIFICATI PER LA VERIFICA A TAGLIO 42
  - A.3.5.1. IL METODO "VeT" 42
  - A.3.5.2. IL CALCOLO SEMPLIFICATO DEL COEFFICIENTE "C" 43
  - A.3.5.3. IL CALCOLO DEL COEFFICIENTE "C" CONVENZIONALE 47

#### A.4. ANALISI GLOBALE 60

- A.4.1. GENERALITA' 60
  - A.4.1.1. IMPOSTAZIONE DEL PROBLEMA 60
  - A.4.1.2. IL MECCANISMO RESISTENTE 62
  - A.4.1.3. RESISTENZA A TAGLIO DEI MASCHI MURARI 67

---

A.4.1.4. LA VERIFICA SISMICA DEGLI EDIFICI IN MURATURA	75
A.4.1.5. OSSERVAZIONI SULLA DINAMICA DELLE STRUTTURE IN MURATURA	
E SULLA RAPPRESENTAZIONE STATICA DELLE FORZE SISMICHE	82
A.4.2. IL METODO POR	86
A.4.2.1. LA RESISTENZA DI UN EDIFICIO	86
A.4.2.2. ALCUNE OSSERVAZIONI	92
A.4.2.3. PRESENZA DI ARMATURA DI CONSOLIDAZIONE NELLE PARETI	95
A.4.2.4. DIAGRAMMA H-8	96
A.4.2.5. LA METODOLOGIA DEL POR A CONFRONTO CON ALTRI PROCEDIMENTI DI ANALISI STRUTTURALE	99
A.4.2.6. TIPI DI INTERVENTO	100
A.4.2.7. STRUTTURE IN ALTRI MATERIALI INSERITE NELL'ORGANISMO MURARIO	103
A.4.3. IL METODO PORFLEX	106
A.4.3.1. STATO DI SOLLECITAZIONE IN SEZIONI SOTTOPOSTE A SFORZO NORMALE ECCENTRICO	119
A.4.3.1.1. SEZIONI SCARSAMENTE RESISTENTI A TRAZIONE	119
A.4.3.1.2. SEZIONI ASSOLUTAMENTE NON RESISTENTI A TRAZIONE	128
A.4.3.1.3. CALCOLO DELLE TENSIONI	130
A.4.3.1.4. ESEMPIO DI VERIFICA A PRESSOFLESSIONE COMPLANARE	131
A.4.3.2. RIGIDEZZA ALLA TRASLAZIONE DEI MASCHI MURARI	133
A.4.3.3. DESCRIZIONE DEL PROCEDIMENTO PORFLEX	140
A.4.3.4. CONSIDERAZIONI SUL PORFLEX E CONFRONTO CON IL POR	144

## **A.5. GLI EDIFICI NUOVI IN MURATURA 147**

A.5.1. MODALITA' DI APPLICAZIONE DELLA NORMATIVA E DI UTILIZZO DI "PC.M"	147
A.5.1.1. EDIFICI IN MURATURA ORDINARIA	147
A.5.1.2. EDIFICI IN MURATURA ARMATA	149

## **A.6. EDIFICI NUOVI IN MURATURA ARMATA 152**

A.6.1. MURATURA ARMATA: MODALITA' DI ANALISI E DI REALIZZAZIONE	152
A.6.1.1. CARATTERISTICHE COSTRUTTIVE PRINCIPALI, SECONDO IL D.M. 16.1.1996	152
A.6.1.2. ANALISI SEMPLIFICATA	154
A.6.1.3. ANALISI ESTESA	156
A.6.1.4. DETTAGLI COSTRUTTIVI E MINIMI NORMATIVI	159
A.6.1.4.1. ARMATURE MINIME IN CORRISPONDENZA DELLE APERTURE	160
A.6.1.4.2. ARMATURE VERTICALI MINIME	161
A.6.1.4.3. ARMATURE ORIZZONTALI MINIME	163
A.6.1.4.4. ARMATURA DIFFUSA MINIMA	165

---

	A.6.1.4.5. RIEPILOGO DELLA DISPOSIZIONE DELLE ARMATURE	167
	A.6.1.4.6. OSSERVAZIONI SULLE ARMATURE ORIZZONTALI	169
	A.6.2. IL CALCOLO DELL'EDIFICIO IN MURATURA ARMATA CON "PC.M"	170
<b>A.7.</b>	<b>ALCUNE CONSIDERAZIONI</b>	
	<b>SULL'ANALISI DEGLI EDIFICI IN MURATURA</b>	<b>175</b>
	A.7.1. LIVELLI DI APPROCCIO	175
	A.7.1.1. PRIMO LIVELLO: STIME CONVENZIONALI, VULNERABILITA'	175
	A.7.1.2. SECONDO LIVELLO: MODELLAZIONI A MACROELEMENTI	176
	A.7.1.3. TERZO LIVELLO: MODELLAZIONI AGLI ELEMENTI FINITI	176
<b>A.8.</b>	<b>ESEMPI DI STUDIO E PROGETTAZIONE CON "PC.M"</b>	<b>179</b>
	A.8.1. EDIFICI ESISTENTI	179
	A.8.1.1. STUDIO DI EDIFICIO LESIONATO DA SISMA: CANONICA A FIVIZZANO (MS)	179
	A.8.1.2. STUDIO DI EDIFICIO MONUMENTALE: IL "PALAZZO DEI GIUDICI" DI FIRENZE	189
	A.8.1.2.1. ANALISI STORICA	189
	A.8.1.2.2. MODELLAZIONE ED ANALISI STRUTTURALE	194
	A.8.1.3. INTERVENTI DI RISTRUTTURAZIONE E RICOSTRUZIONE ANTISISMICA	204
	A.8.1.3.1. INTERVENTO DI RIPARAZIONE E MIGLIORAMENTO	204
	A.8.1.3.2. INTERVENTO DI RIPARAZIONE E ADEGUAMENTO	227
	A.8.1.3.3. INTERVENTO DI MIGLIORAMENTO SU UNA CHIESA	238
	A.8.2. EDIFICIO NUOVO IN MURATURA ORDINARIA	245
	A.8.3. EDIFICIO NUOVO IN MURATURA ARMATA	259
<b>A.9.</b>	<b>ALCUNE PROBLEMATICHE DELL'ANALISI</b>	
	<b>DEGLI EDIFICI IN MURATURA</b>	<b>270</b>
	A.9.1. ELEMENTI MURARI A SEZIONE TRASVERSALE NON RETTANGOLARE	270
274	A.9.2. MURATURE MISTE NON RICONOSCIBILI NELLE TIPOLOGIE DI NORMATIVA	
	A.9.3. INDIVIDUARE I SETTI SIGNIFICATIVI PER LE VERIFICHE AD AZIONI ORTOGONALI	274
	A.9.4. EDIFICI CONTIGUI	276
	A.9.5. PIANI SFALSATI	277
	A.9.6. CONSOLIDARE IN PRATICA UN EDIFICIO	278
<b>A.10.</b>	<b>APERTURE E CERCHIATURE IN MURATURE PORTANTI</b>	<b>281</b>
	A.10.1. RICHIAMI SULLA SCHEMATIZZAZIONE STRUTTURALE DEGLI EDIFICI IN MURATURA	281
	A.10.2. VERIFICHE LOCALI DELLE PARETI MURARIE	282
	A.10.3. IL CALCOLO DELLE CERCHIATURE	283

---

---

A.10.3.1. DIMENSIONAMENTO	283
A.10.3.2. CARICO APPLICATO SULL'ARCHITRAVE E AZIONI SUL TELAIO	285
A.10.3.3. VERIFICA DEL TELAIO	290
A.10.3.3.1. PORTALE DOPPIAMENTE INCASTRATO	291
A.10.3.3.2. PORTALE INCERNIERATO	292
A.10.3.3.3. COMBINAZIONI DI CARICO	293
A.10.4. IL CALCOLO DI UNA PARETE IN MURATURA	294
A.10.4.1. COMPORTAMENTO STRUTTURALE DEL SINGOLO MASCHIO MURARIO	296
A.10.4.2. COMPORTAMENTO STRUTTURALE DELLA PARETE COMPOSTA DA PIU' MASCHI MURARI	298
A.10.4.3. VERIFICA DI UN INTERVENTO DI MIGLIORAMENTO SULLA PARETE	299
A.10.4.4. I PIEDRITTI DEI TELAI	302
A.10.4.4.1. PIEDRITTI IN ACCIAIO	303
A.10.4.4.2. PIEDRITTI IN CEMENTO ARMATO	304
A.10.4.5. PILASTRI CALASTRELLATI CON ANGOLARI	304
A.10.4.6. LIMITI DEL METODO DI VERIFICA DELLA PARETE	305
A.10.4.6.1. POSIZIONE DELLE APERTURE	306
A.10.4.6.2. NECESSITA' DI UNA VERIFICA GLOBALE	306
A.10.4.7. PARETE PIENA EQUIVALENTE A UNA PARETE FORATA	307

## **A.11. BIBLIOGRAFIA GENERALE 310**



## A. LA TEORIA

### A.1. L'ANALISI DEGLI EDIFICI IN MURATURA

#### A.1.0. INTRODUZIONE

Questo volume, incluso nel pacchetto del software AEDES, si riferisce alla Teoria di PC.M (Progettazione di Costruzioni in Muratura) e di AC.M. (Aperture e Cerchiature in Murature portanti). Esso costituisce un'opera di consultazione generale, indipendente dall'uso dei programmi di calcolo; la manualistica del software viene fornita a parte su supporto informatico (testo e ipertesto).

“**La Teoria**” si prefigge lo scopo di inquadrare la problematica dell'analisi strutturale degli edifici in muratura nei suoi vari aspetti, a partire dal comportamento reale degli edifici fino alla modellazione statica e sismica e all'applicazione della Normativa vigente. Attraverso esempi di edifici reali vengono inoltre presentate le modalità di applicazione pratica delle metodologie teoriche. Sono infine evidenziati alcuni aspetti particolari (ad esempio: piani sfalsati, irregolarità geometriche e nei materiali), in genere trascurati dalle impostazioni teoriche ma in realtà frequentemente presenti negli edifici oggetto di analisi. Più in dettaglio:

in **A.1.** l'argomento viene inquadrato nelle sue linee generali, e vengono inoltre presentate l'organizzazione della Normativa e le modalità operative che ne derivano per l'analisi strutturale;

**A.2.** e **A.3.** esaminano in dettaglio le diverse verifiche statiche e sismiche;

**A.4.** approfondisce le modalità di analisi e di modellazione degli edifici, con particolare riferimento ai metodi 'globali' (incluso Por e PorFlex);

agli edifici nuovi sono dedicati **A.5.** per la muratura ordinaria, ed **A.6.** per la muratura armata;

in **A.7.** vengono sintetizzati i livelli di approccio al problema strutturale;

**A.8.** presenta in dettaglio numerosi esempi di studio e di progettazione;

in **A.9.** sono riportate alcune problematiche che ricorrono frequentemente nell'analisi degli edifici in muratura, e le modalità con cui possono essere affrontate;

**A.10.** è dedicato alle Aperture e Cerchiature nelle murature portanti, interventi di tipo 'locale' che richiedono una metodologia di analisi specifica.

#### A.1.1. IL MATERIALE 'MURATURA'

- Scarsa **resistenza a trazione e a taglio**
- Scarsa **duttilità** (= capacità, dopo l'avvenuta plasticizzazione, di incrementare la deformazione sotto il valore costante dell'azione limite)

## A.1. L'Analisi degli Edifici in Muratura

---

- Presenza di **attrito**: il carico verticale fa aumentare la resistenza a taglio essenzialmente per motivi di attrito

- Classificazione dei materiali:

da prove condotte su pannelli murari, si sono ricavati valori di **resistenze caratteristiche** (a rottura) a taglio ( $\tau_k$ ) e a compressione ( $\sigma_k$ ), e valori di riferimento per la duttilità.

### A.1.2. COMPORTAMENTO DI UN INSIEME DI PARETI IN MURATURA

- **Solai** (= orizzontamenti) e **Pareti** (= elementi verticali):  
entrambi elementi resistenti bi-dimensionali.

- Sia per i solai, sia per le pareti: comportamento:

a **lastra**: per forze complanari;

a **piastra**: per forze ortogonali.

- Nei confronti dei **carichi verticali**:

- solai: azioni ortogonali;

- pareti: azioni verticali complanari, e forze orizzontali ortogonali dovute a:

\* eccentricità dei carichi sovrastanti per disassamento delle pareti che si corrispondono fra piani inferiore e superiore;

\* eccentricità dei carichi di solaio (in genere il carico d'appoggio viene concentrato al bordo interno).

- Nei confronti dei **carichi orizzontali** (vento, sisma):

- solai: elementi strutturali di 'raccolta' delle forze orizzontali e della loro redistribuzione;

- pareti: ricevono le azioni sismiche: sotto queste sollecitazioni, devono garantire la resistenza dell'edificio.

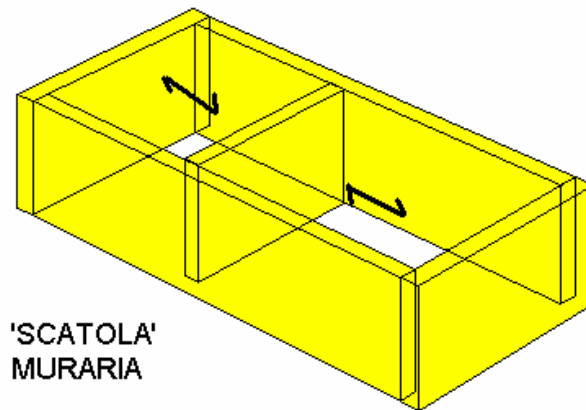
- Si faccia riferimento a un insieme di pareti con sovrastante solaio (edificio a un solo piano), con elementi verticali pieni (fig. 1).

- Comportamento ideale: **scatolare**:

\* il solaio è collegato non solo alle pareti che ne sostengono il carico verticale, ma anche alle altre;

\* il solaio si può considerare 'infinitamente rigido' rispetto alle azioni complanari;

\* tutte le pareti sono ben collegate fra loro:



**Fig. 1.** *Insieme scatolare di pareti murarie  
(elementi verticali pieni con sovrastante orizzontamento, tutti tra loro ben collegati)*



- Comportamento per effetto del **sisma** (considerazioni analoghe per il vento):
- azioni sismiche: forze orizzontali agenti sugli impalcati;  
(prodotte dalle masse: pesi propri delle strutture, carichi permanenti e accidentali applicati).  
Nei confronti dei solai, queste forze sono complanari: rispetto ad esse il comportamento del solaio è rigido;
- il solaio distribuisce le forze orizzontali alle pareti di controvento (parallele al sisma) che funzionano a 'lastra' (forze nel proprio piano), chiamando in causa la resistenza a taglio e a flessione nel proprio piano (azione globale);
- le pareti ortogonali al sisma sono comunque sollecitate da azioni ortogonali, almeno per il peso proprio (comportamento a 'piastra') (azioni locali): viene chiamata in causa la resistenza a flessione per azioni fuori piano;
- poiché il sisma avrà direzione generica, in generale le pareti riceveranno **azioni complanari e azioni ortogonali**;
- per verificare l'idoneità della struttura a sostenere azioni di tipo sismico occorre accertare la resistenza nei confronti sia delle azioni complanari, sia di quelle ortogonali.
- Note le azioni (carichi verticali, forze e momenti - sia complanari sia ortogonali - prodotti dalle azioni orizzontali), occorre studiare la risposta della parete muraria (tensioni e deformazioni), confrontando i valori di calcolo con le resistenze di progetto.

### A.1.3. COMPORTAMENTO DEGLI EDIFICI REALI

Negli edifici reali si evidenziano importanti questioni, alcune legate alla interpretazione della geometria e dei materiali, altre direttamente connesse ai modelli di calcolo utilizzati per l'analisi strutturale. Ad esempio:

- ⇒ Rilevare le reali strutture portanti; caratterizzare il materiale murario tramite idonei parametri meccanici; interpretare correttamente gli schemi statici (vincoli, carichi); studiare la risposta locale delle strutture (veriche dei collegamenti).
- ⇒ Individuare, nelle murature 'forate', le pareti verticali effettivamente resistenti (i maschi murari); considerare la collaborazione delle fasce di piano (strisce o travi alte, elementi di sottofinestra).
- ⇒ Analizzare il comportamento globale dell'edificio. Utilizzando metodi che procedono per piani distinti, come porre in relazione tra loro valori di resistenza calcolati, per ogni piano, indipendentemente dagli altri.
- ⇒ Rilevare la presenza di solai non rigidi (es. solai in legno): in tal caso, non può essere attendibile la ripartizione delle forze sulle pareti in base alle rigidezze, ma occorre analizzare ogni parete sotto l'azione sismica determinata dal carico gravante sulla parete stessa.

### A.1.4. SCHEMI DI CALCOLO E MODELLAZIONE DEGLI EDIFICI

- Difficoltà di analisi dettagliate agli elementi finiti.
- In attesa di nuovi metodi, organizziamo l'analisi strutturale in:
  - **verifiche locali** (azioni **ortogonali** sui paramenti murari, con specifico riferimento al ribaltamento e alla pressoflessione; verifiche dei collegamenti);
  - **verifiche globali** (azioni **complanari** alle pareti; le pareti di controvento reagiscono alle azioni orizzontali).
- Per le verifiche globali, distinguiamo i casi di piani deformabili e di piani rigidi. Nel caso di piani rigidi, con riferimento all'analisi sismica, è applicabile il noto Metodo Por (analisi piano per piano della resistenza a taglio per azioni complanari).
- Miglioramento del Metodo Por inserendo nel modello informazioni sulla snellezza dei maschi e sul loro comportamento flessionale (Metodo PorFlex).

### A.1.5. NORMATIVA DI RIFERIMENTO E MODALITA' DI APPLICAZIONE

#### **MURATURE :**

**D.M. 20.11.1987:** "Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento.", e relativa: **Circolare Min.LL.PP. n.30787 del 4.1.1989:** "Istruzioni in merito alle norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento."

La norma tratta l'Analisi Statica degli edifici nuovi ed esistenti, sotto l'azione dei carichi verticali e del vento. Metodi di calcolo:

Dimensionamento Semplificato (punto 2.1.);

Verifiche a Compressione, a PressoFlessione, a Taglio, con riferimento ai metodi alle Tensioni Ammissibili e agli Stati Limite.

#### **SISMICA :**

**Legge n.64 del 2.2.1974:** "Provvedimenti per le costruzioni, con particolari prescrizioni per le zone sismiche."

**Leggi Regionali**, contenenti specifiche di calcolo strutturale:

- **Regione Autonoma Friuli Venezia Giulia - Legge Regionale n. 30 del 20.6.1977:**

"Documentazione tecnica per la progettazione e direzione delle opere di riparazione degli edifici - Documento Tecnico n. 2 - Raccomandazioni per la riparazione strutturale degli edifici in muratura."

- **Regione Umbria, Art.38 L.R. 1.7.1981, n.34:** "Direttive tecniche ed esemplificazioni delle metodologie di intervento per la riparazione ed il consolidamento degli edifici danneggiati da eventi sismici."

**D.M. 2.7.1981:** "Normativa per le riparazioni ed il rafforzamento degli edifici danneggiati dal sisma nelle regioni Basilicata, Campania e Puglia.", e relativa **Circolare Min.LL.PP. n.21745 del 30.7.1981:** "Istruzioni relative alla normativa tecnica per la riparazione ed il rafforzamento degli edifici in muratura danneggiati dal sisma."

La norma tratta l'Analisi Sismica degli edifici esistenti. Metodi di calcolo:

- Verifica Globale secondo metodi tipo Por;

- Verifiche Locali delle singole pareti per Azioni Complanari e Ortogonali;

- Verifica Locale delle singole pareti per Solai Deformabili (punto 3.1.1.: forze sismiche sulle pareti proporzionali ai carichi direttamente gravanti e non alle rigidezze);

- Verifica delle Fondazioni.

**D.M. 16.1.1996:** "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche.", e relativa: **Circolare Min.LL.PP. n.65/AA.GG. del 10.4.1997:** "Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M. 16.1.1996."

## A.1. L'Analisi degli Edifici in Muratura

---

In particolare, per le costruzioni in muratura:

**C.5.** Edifici in muratura; **C.9.** Interventi sugli edifici esistenti; **C.9.5.** Interventi di adeguamento delle costruzioni in muratura ordinaria.

La norma tratta l'Analisi Sismica degli edifici, nuovi ed esistenti. Metodi di calcolo:

Regole generali, obbligatorie per edifici nuovi (punto C.5.1.);

Dimensionamento Semplificato (punto C.5.2.);

Verifiche strutturali (punto C.9.5.):

- Verifica Globale secondo metodi tipo Por;
- Verifiche Locali delle singole pareti per Azioni Complanari e Ortogonali;
- Verifica delle Fondazioni;
- Muratura Armata.

I metodi inerenti gli edifici esistenti coincidono sostanzialmente con quanto riportato nel D.M. 2.7.1981. Una importante novità riguarda l'uso delle Combinazioni di Carico (punto B.8.2.) per tutti i metodi agli Stati Limite (e quindi anche per l'analisi sismica effettuata con un valore "a rottura" della forza sismica).

Nel 1998 viene approvato da parte del Servizio Sismico Nazionale (S.S.N.), il "**Commentario al D.M. 16.1.1996 del Ministero LL.PP.**" (edizioni LAMISCO, Potenza, tel.0971/35877), redatto dal Servizio Sismico Nazionale stesso e dell'**Associazione Nazionale Italiana di Ingegneria Sismica** (A.N.I.D.I.S.), coordinatore: Prof. Ing. Franco Braga. Il Commentario si propone di analizzare la Normativa vigente in dettaglio, in modo da costituire un utile testo di riferimento per le procedure di analisi e le metodologie di calcolo da applicare alle strutture poste in zona sismica. In particolare, alle costruzioni in muratura ordinaria sono dedicati i capitoli:

**Cap.5** - Edifici in muratura ordinaria (C.5.1., C.5.2.), di M.Mezzina, G.Uva

**Cap.13** - Interventi su edifici in muratura (C.9.5,C.9.8.-C.9.10.,All.3 alla Circ.LL.PP.n.65/AA.GG. del 10 Aprile 1997), di C.Dentamaro, M.Mezzina.

Pur nello spirito non cogente del Commentario, le indicazioni ivi riportate rivestono notevole importanza per l'organizzazione di una esauriente metodologia di calcolo degli edifici in muratura. PC.M 2000 concorda con tale impostazione, organizzando l'analisi sismica dell'edificio in verifiche globali (dell'intero edificio) ed in verifiche locali (delle singole pareti).

A seguito degli eventi sismici verificatisi in Umbria e Marche nel 1997, è stata emanata la Legge 61/98 per definire le modalità di intervento sugli edifici lesionati. In attuazione a tale legge, sono state introdotte Delibere delle Giunte Regionali nelle quali sono descritte metodologie di valutazione degli edifici e di intervento per la ricostruzione in chiave antisismica. Si tratta delle **D.G.R. Umbria n.5180 del 14.9.1998 e D.G.R. Marche n.2153 del 14.9.1998 in attuazione Legge 61/98**: "Eventi sismici del 12 maggio, 26 settembre 1997 e successivi - Modalità e procedure per la concessione dei contributi previsti dall'art.4 della Legge 61/98 - Allegato B".

In accordo con tali Direttive Tecniche, il progettista deve dimostrare:

- a) che l'edificio e le sue parti siano in grado di sopportare almeno una azione sismica orizzontale valutata assumendo per il coefficiente di intensità sismica il valore  $C = 0.65 C_{rif}$  e per il

coefficiente di fondazione il valore  $\varepsilon = Fa$  [  $C_{rif}$  è il coefficiente di riferimento, ossia il tradizionale valore del coefficiente sismico:  $C = (S-2)/100$ , dipendente dalla classificazione sismica ( $S$  = grado di sismicità) della zona di ubicazione dell'edificio;  $\varepsilon = Fa$ , che normalmente assume valori compresi fra 1.00 e 1.30 (punto C.6.1.1. D.M. 16.1.1996), può assumere valori direttamente corrispondenti alla microzonazione, e quindi anche superiori ];

b) l'entità del miglioramento conseguito rispetto alla situazione originale dell'edificio.

A tal fine il progettista deve calcolare nelle condizioni originarie non danneggiate il valore di  $C$  che, inserito nella definizione delle azioni sismiche, porta la struttura al collasso secondo uno dei seguenti meccanismi:

**A. ribaltamento di una intera parete o di una sua parte per rotazione rigida** [ Verifica a Ribaltamento di setti sotto le azioni ad essi ortogonali; si tratta di una verifica di stabilità eseguita sul paramento murario sottoposto ad azioni stabilizzanti e instabilizzanti, il cui rapporto viene valutato piano per piano ipotizzando una rotazione rigida facendo cerniera alla base di ogni piano, in corrispondenza della parete di interpiano che definisce il setto. La Verifica a Ribaltamento può considerarsi una verifica locale nel senso che investe una porzione specifica del fabbricato, cioè un paramento murario - normalmente, nei calcoli si considera una striscia di 1.00 m. ]

**B. collasso per PressoFlessione del pannello murario per azioni fuori dal piano** [ Verifica a PressoFlessione per azioni ortogonali del setto. Si tratta delle medesime azioni considerate nella Verifica a Ribaltamento, ma stavolta applicate su una struttura vincolata - ai vari piani ove presenti vincoli efficaci, e comunque pensata incastrata alla base - e quindi in grado di infletterla chiamandone in causa la resistenza meccanica del materiale. Anche la verifica a PressoFlessione per azioni ortogonali può essere considerata una verifica locale ];

**C. crisi dei collegamenti** [ Verifiche locali in grado di accertare l'efficacia dei collegamenti e delle connessioni; ad esempio, per catene stabilizzanti introdotte ai fini del ribaltamento, occorre verificare a punzonamento la zona del capochiave ];

**D. rottura a taglio della muratura per azioni contenute nel piano medio** [ Verifica globale a taglio. Una volta assicuratisi dell'efficacia dei collegamenti e della capacità dei paramenti murari di incassare azioni ortogonali - sia dal punto di vista del ribaltamento rigido verso l'esterno, sia dal punto di vista delle sollecitazioni di flessione, occorre studiare la ripartizione della forza sismica di piano sulle pareti di controvento (pareti complanari alla direzione dell'azione sismica) e valutare quindi una resistenza complessiva. Si distingueranno i casi di piani rigidi e di piani deformabili, che determinano modalità diverse di ripartizione della forza orizzontale; i modelli di calcolo potranno considerare il solo comportamento a taglio (p.es. Metodo Por, nel caso di piani rigidi) o un comportamento misto a taglio e a flessione (Metodo PorFlex, sempre per piani rigidi);

**E. collasso per PressoFlessione del pannello murario per azioni nel piano** [ Dalla ripartizione della forza di piano, si può definire non solo un'azione tagliante, ma anche una flessionale con la quale verificare ogni singolo pannello murario. Questa verifica è spesso sfavorevole, perché le murature presentano scarsa o nulla resistenza a trazione e quindi gli elementi snelli si trovano a sostenere momenti flettenti anche notevoli senza un'adeguata capacità di resistenza].

Il valore di  $C$  nelle condizioni originarie viene indicato con  $C_0$ .

## A.1. L'Analisi degli Edifici in Muratura

---

Analogamente il progettista deve calcolare nella situazione di progetto (cioè dopo la realizzazione degli interventi) il valore di  $C$  che inserito nell'azione sismica orizzontale porta la struttura al collasso secondo uno dei meccanismi considerati.

Tale valore viene indicato con  $C_{fin}$ .

La verifica consiste nel controllare che  $C_{fin} > 0.65 C_{rif}$  e che  $C_{fin} > C_0$ .

In pratica, quindi, si deve calcolare il coefficiente  $C$  limite (soglia oltre la quale la verifica non è più soddisfatta = dominio di resistenza) per ognuna delle diverse verifiche eseguite; il minimo fra tutti i  $C$  delle verifiche eseguite è il  $C$  rappresentativo della configurazione analizzata dell'edificio. Per ogni verifica, il  $C$  viene calcolato procedendo 'a ritroso' (anziché, cioè, valutare l'effetto sulle strutture di una forza data, si deve valutare - data la struttura - quale forza essa è in grado di incassare rimanendo nel campo di verifica soddisfatta).

Una descrizione dettagliata delle metodologie è riportata nel volume:

**Provincia di Perugia, Servizio Sismico Nazionale:** "Terremoto in Umbria e Marche del 1997.

Criteri di calcolo per la progettazione degli interventi. Verifiche sismiche ed esempi per l'applicazione delle Direttive Tecniche D.G.R. Umbria 5180/98 e D.G.R. Marche 2153/98 in attuazione L.61/98", coord. A.De Sortis, G.Di Pasquale, U.Nasini, 1998.

La conoscenza di questo volume è fondamentale per l'apprendimento delle più recenti tendenze di analisi di intervento sugli edifici esistenti [il volume tratta non solo gli edifici in muratura, ma anche quelli in cemento armato; in questo contesto, ovviamente, facciamo riferimento alla parte riguardante la muratura]. Si rimanda a tale testo per l'approfondimento delle varie metodologie di analisi.

Il percorso di verifica applicato per gli interventi di ricostruzione in Umbria e Marche può proficuamente essere esteso, nel territorio Nazionale, a qualunque intervento di consolidamento di edificio in muratura, adottando caso per caso per il coefficiente di sicurezza l'appropriato valore (quindi ad esempio non 0.65 ma: 1.00, nel caso di un consueto intervento di adeguamento; oppure, altri valori in dipendenza del grado di miglioramento che si vuole raggiungere).

**La verifica dell'edificio, quindi, non consisterà solo nel valutarne la risposta sotto l'azione di input (forza sismica data), ma anche nel definire, per ogni verifica significativa effettuata, quale sia la soglia di resistenza.** Conglobando le informazioni prodotte da ogni singola verifica, si individua così la resistenza (cioè il  $C$  "sopportabile") caratteristica per l'edificio nella configurazione analizzata: al di sotto di questo valore di  $C$ , le verifiche saranno sempre soddisfatte; al di sopra, vi sarà almeno un elemento strutturale che per almeno una verifica significativa non soddisfa la verifica di sicurezza.

Oltre ai meccanismi elencati dalle Direttive della Legge 61/98 per il calcolo del  $C$  complessivo, vanno ovviamente rispettate anche altre verifiche: quelle Statiche, e - per quanto riguarda la Sismica - la verifica in fondazione.

Un'importante osservazione riguarda la tendenza principale che emerge da questa reimpostazione



dell'analisi dell'edificio esistente da consolidare: l'**intervento di miglioramento**, capace di non stravolgere le caratteristiche proprie dell'edificio e di rispettarne l'impostazione e la sua 'storia' costruttiva e funzionale, è in genere preferibile a interventi troppo estesi, volti ad eccessivi irrigidimenti.

In generale, l'edificio in muratura risente negativamente di ogni disomogeneità (su geometria [rigidezze localmente eccessive; piante resistenti variabili con l'altezza dell'edificio], materiali [eterogeneità di tipi di muratura], carichi [zone eccessivamente caricate rispetto ad altre], vincoli [connessioni efficaci solo localmente e mancanza di una adeguata 'diffusione' dei collegamenti]). Irrigidire troppo una sua parte può significare semplicemente 'spostare' la futura lesione nelle zone adiacenti: meglio quindi interventi più 'leggeri' ma diffusi, e rispettosi della natura del fabbricato.

Per questo, è opportuna non solo una valutazione assoluta del coefficiente  $C$  finale (capacità resistente allo Stato Modificato), ma anche un suo confronto con il valore  $C_{0,0}$  allo Stato Attuale: se è vero che comunque deve aversi  $C_{fin} > C_{0,0}$ , è pur vero che è opportuno che l'aumento non sia eccessivo, perché potrebbe indicare una modifica troppo sostanziale del fabbricato, di fronte alla quale assumono ruolo più rilevante le incertezze sempre presenti nello studio di queste tipologie (effettivi valori di resistenza dei materiali, effettiva conoscenza della geometria resistente e delle fondazioni, ecc.)

Chiaramente, ciò è attuabile nell'ambito degli Interventi di Miglioramento [la soglia 0.65 presentata nell'attuazione della Legge 61/98 è una proposta atta a quantificare l'entità di un miglioramento che consegua lo scopo richiesto dall'intervento, senza arrivare all'adeguamento completo (=coefficiente 1.00)].

Rimangono inclusi negli interventi sugli edifici esistenti i veri e propri adeguamenti, ma anche per essi, in ogni caso, valgono le considerazioni svolte sul rispetto della 'storia' del fabbricato.

La difficile soddisfazione di alcune verifiche (ad es. le Verifiche a Pressoflessione per azioni complanari) non dovrebbe indurre il progettista a rafforzare sempre più le pareti, al solo scopo di superare una soglia numerica: si corre il rischio di 'tradire' uno scopo generale della normativa, che è quello di intervenire sull'esistente rispettandone le caratteristiche originarie; meglio quindi, in casi 'difficili', approfondire l'impostazione teorica per comprendere se effettivamente il modello di calcolo utilizzato è pertinente al caso in esame: si potrebbe talvolta giungere alla conclusione che un certo tipo di verifica è già a priori non indicativo del reale comportamento strutturale dell'edificio, focalizzando così l'attenzione progettuale solo ai meccanismi resistenti effettivamente possibili.

Infine, una considerazione per gli **edifici nuovi**. Anche per essi è possibile condurre una verifica volta a studiare non solo la risposta sotto l'azione di Normativa, ma anche il dominio di resistenza. Evidentemente, essendo gli edifici nuovi costruiti nel rispetto dell'attuale Normativa, non saranno presenti problemi inerenti le connessioni fra le strutture, e quindi in generale sarà superfluo eseguire ad esempio le verifiche di resistenza a ribaltamento, o a pressoflessione per azioni ortogonali di setti a tutt'altezza dell'edificio. Continuano ad essere significative, invece, le

## A.1. L'Analisi degli Edifici in Muratura

---

verifiche a pressoflessione per azioni ortogonali sull'altezza di interpiano (fra un impalcato e il successivo), e - ovviamente - le analisi globali a taglio e a pressoflessione. C<sub>fin</sub> è in questo caso il C dell'unico calcolo svolto (non esiste uno 'Stato Attuale' da confrontare): necessariamente, questo dovrà essere superiore al C<sub>rif</sub> indicato dalla Normativa.

Ricapitoliamo le **modalità di applicazione della Normativa**:

### - EDIFICI IN MURATURA ORDINARIA

#### - IN ZONA **NON SISMICA**, PER EDIFICI **NUOVI** ED EDIFICI **ESISTENTI**:

- \* Rispetto D.M. 20.11.1987. Si conduce l'Analisi Statica, sotto l'azione dei carichi verticali e del vento.

- \* Non è necessario il deposito degli atti all'Ufficio del Genio Civile, come esplicitato dalla Circolare Min.LL.PP. n.195 del 14.2.1974, nemmeno per ciò che riguarda le costruzioni dei solai in c.a. o metallici se costituiscono elementi costruttivi che assolvono una funzione di limitata importanza nel contesto statico dell'opera.

#### - IN ZONA **SISMICA**, PER EDIFICI **NUOVI**:

- \* Rispetto D.M. 20.11.1987.

- \* Rispetto D.M. 16.1.1996:

- obbligatorio delle regole generali del punto C.5.1.

- facoltativo delle regole del punto C.5.2.: se sì, allora viene eseguito il "Dimensionamento Semplificato" secondo le specifiche di tale punto; se no, si esegue la verifica globale con metodi tipo Por (raccordo con il punto C.9.5. riguardante gli edifici esistenti).

- \* Si conducono:

- l'Analisi Statica, sotto l'azione dei carichi verticali e del vento (riferimento: D.M. 20.11.1987);

- l'Analisi Sismica, sotto l'azione delle forze sismiche (riferimento: D.M. 16.1.1996, e attraverso il collegamento fra metodi di calcolo per edifici nuovi e per esistenti: D.M. 2.7.1981; da tenere presente la Normativa specifica per la ricostruzione in Umbria e Marche, in attuazione della Legge 61/98, secondo la quale si può eseguire un calcolo sismico coerente con il D.M. 20.11.1987, per cui appare ragionevole la via di verificare tutto l'edificio nuovo - staticamente e sismicamente - in base al D.M. 20.11.1987).

- \* Occorre il deposito presso l'Ufficio del Genio Civile, ai sensi della L.64/74.

#### - IN ZONA **SISMICA**, PER EDIFICI **ESISTENTI**:

- \* Rispetto D.M. 20.11.1987.

- \* Rispetto D.M. 16.1.1996: in particolare, il punto C.9.5. Per i metodi di calcolo utilizzati (tipo Por), si fa riferimento al D.M. 2.7.1981.

- \* Si conducono:

- l'Analisi Statica, sotto l'azione dei carichi verticali e del vento (riferimento: D.M. 20.11.1987; la norma vale 'in quanto applicabile' [Generalità, Titolo II del D.M. 20.11.1987] );

- l'Analisi Sismica, sotto l'azione delle forze sismiche (riferimento: D.M. 16.1.1996 e D.M.

2.7.1981; da tenere presente la Normativa specifica per la ricostruzione in Umbria e Marche, in attuazione della Legge 61/98, che consente di seguire un percorso di analisi coerente con il D.M. 20.11.1987).

\* Occorre il deposito presso l'Ufficio del Genio Civile, ai sensi della L.64/74.

#### **- EDIFICI IN MURATURA ARMATA (Edifici Nuovi)**

[Per approfondimenti sull'impostazione dell'analisi degli edifici in muratura armata, si rimanda al par. B.10.2.20 del volume 'Manuale d'uso'. In questo contesto, si prescinde dall'uso di sistemi particolari, muniti di certificazione d'idoneità rilasciata dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici].

##### **- IN ZONA NON SISMICA:**

\* Rispetto D.M. 20.11.1987. Si conduce l'Analisi Statica, sotto l'azione dei carichi verticali e del vento.

\* E' possibile adottare criteri semplificati di armatura delle pareti rispetto alle modalità previste per le zone sismiche; un utile riferimento sono le indicazioni riportate nella rivista "Murature Oggi", n. 62, marzo 1999, "Sistemi costruttivi: la muratura armata in zona non sismica", pagg. 25-29.

\* Come per gli edifici nuovi in muratura ordinaria in zona non sismica, non è necessario il deposito degli atti all'Ufficio del Genio Civile, come esplicitato dalla Circolare Min.LL.PP. n.195 del 14.2.1974, nemmeno per ciò che riguarda le costruzioni dei solai in c.a. o metallici se costituiscono elementi costruttivi che assolvono una funzione di limitata importanza nel contesto statico dell'opera.

##### **- IN ZONA SISMICA:**

\* Rispetto D.M. 20.11.1987.

\* Rispetto D.M. 16.1.1996:

- specificatamente, del punto C.5.3.

- deve comunque essere assicurato il rispetto delle regole generali del punto C.5.1.

- necessità di analisi sismica estesa qualora l'edificio in muratura armata superi le altezze consentite per gli edifici in muratura ordinaria, definite al punto C.2. (in pratica quando l'altezza è compresa nei seguenti intervalli: per S=6: >16 e <=25 m.; per S=9: >11 e <=19 m.; per S=12: >7.5 e <=13 m.); metodo: tensioni ammissibili, riferimento: par. C.5.3.

- per altezze inferiori (S=6: <=16 m.; S=9: <=11 m.; S=12: <=7.5 m.) è sufficiente applicare il 'Dimensionamento Semplificato' secondo il punto C.5.2. con le modifiche apportate dal par. C.5.3.5.

\* Occorre il deposito presso l'Ufficio del Genio Civile, ai sensi della L.64/74.

## A.2. ANALISI STATICA

### A.2.1. VERIFICHE STATICHE IN BASE AL D.M. 20.11.1987

- Verifica per carichi verticali:

VERIFICA A COMPRESSIONE (con momento dovuto al vento normale alla parete, per le pareti esposte)

- Verifica per forze orizzontali (dovute al vento ripartito sulle pareti parallele alla direzione spirante):

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE

VERIFICA A TAGLIO

In queste verifiche, i carichi verticali si considerano agenti con le varie eccentricità (geometrica, di appoggio dei solai, accidentale), secondo le indicazioni del D.M. 20.11.1987.

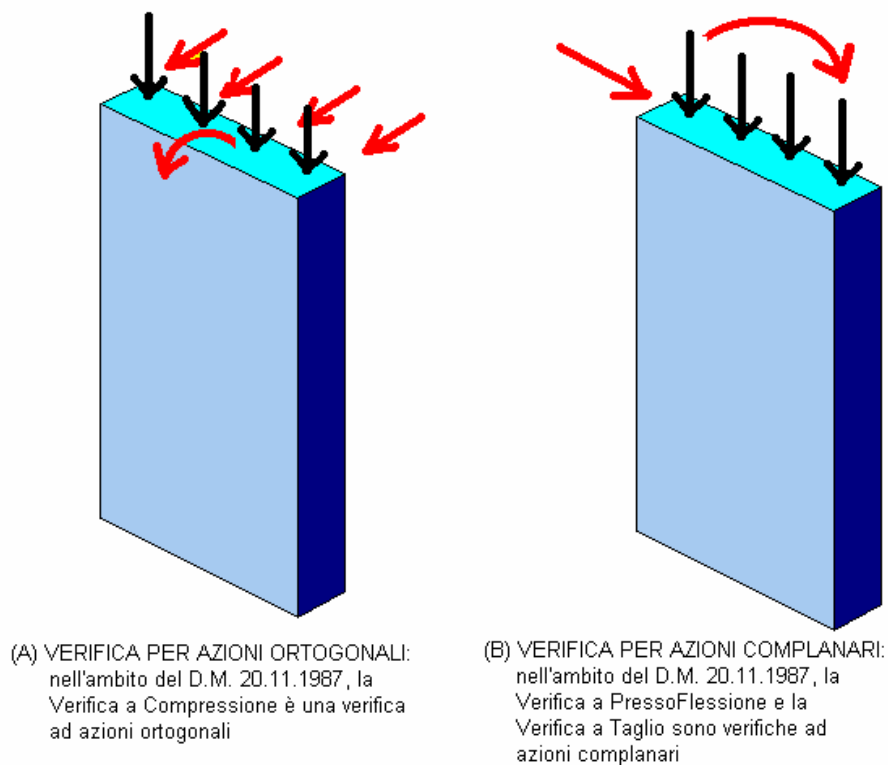


Fig. 2.

**(A) La Verifica a Compressione** è una verifica sotto il carico verticale e l'eventuale azione ortogonale derivata dal vento (quest'ultima presente solo se è una parete esposta, cioè perimetrale). La flessione fuori piano può essere dovuta anche al solo carico verticale, se le eccentricità dei carichi spostano dal baricentro il centro di pressione.

**(B) La Verifica a PressoFlessione** è una verifica sotto il carico verticale ed il momento dovuto all'azione complanare derivata dal vento (quest'ultima presente su tutte le pareti di controvento, cioè quelle parallele alla direzione spirante del vento). La flessione avviene nel piano della parete; la retta d'azione del carico verticale si sposta fino ad assumere un'eccentricità tale da corrispondere al momento flettente.

Per ognuna delle 3 verifiche, vengono considerate le seguenti Condizioni di Carico:

- TENSIONI AMMISSIBILI:

1)  $G + W$  (solo permanenti + vento)

2)  $(G + Q) + W$  (permanententi + accidentali + vento)

( $G$  = Carichi Permanententi,  $Q$  = Carichi Variabili,  $W$  = Forza orizzontale dovuta al vento).

- STATI LIMITE:

A)  $1.5 G + 1.5 (Q + 0.75 W)$ , avendo assunto  $\psi=1$ , a favore di sicurezza;

B)  $1.5 G + 1.5 (W + 0.60 Q)$

C)  $G + 1.5 W$

(la condizione C) non è considerata nella VERIFICA A COMPRESSIONE); queste combinazioni di carico per le verifiche agli stati limite sono indicate nel D.M.20.11.1987 stesso.

### A.2.1.1. VERIFICA A COMPRESSIONE

*Verifica dei muri soggetti ai Carichi Verticali.*

*Verifiche di sicurezza con il metodo delle Tensioni Ammissibili.*

Il punto 2.4.1.1. tratta la verifica dei muri soggetti ai carichi verticali, secondo il metodo delle tensioni ammissibili; se ne riporta di seguito il testo.

“Viene denominata tensione base ammissibile a compressione  $\sigma_m$  la tensione ammissibile in una muratura in assenza di fenomeni legati alla eccentricità di carico ed alla snellezza.

La tensione base ammissibile a compressione  $\sigma_m$  nella muratura sarà dedotta dalla resistenza caratteristica della muratura a compressione  $f_k$  applicando la formula seguente:

$$\sigma_m = f_k / 5.$$

La verifica di resistenza a compressione si effettuerà accertando che la tensione normale media nella sezione del muro rispetti la condizione seguente:

$$\sigma = N / (\Phi * A) \leq \sigma_m$$

dove:

## A.2. Analisi Statica

---

N : carico verticale totale calcolato alla base del muro;

A: area della sezione orizzontale del muro al netto delle aperture;

$\Phi$ : coefficiente di riduzione della resistenza (p. 2.2.1.4) valutato per l'eccentricità trasversale massima nella sezione da verificare;

$\sigma_m$ : tensione base ammissibile della muratura.”

Nelle verifiche alle tensioni ammissibili, le componenti di sollecitazione dovute alle azioni permanenti e quelle provocate dalle azioni variabili devono valutarsi separatamente, per poi essere combinate in sede di verifica nel modo più sfavorevole. Vengono pertanto considerate le seguenti combinazioni di carico:

(1)  $G + W$

(2)  $(G + Q) + W$

( $G$  = Carichi Permanenti,  $Q$  = Carichi Variabili,  $W$  = Forza orizzontale dovuta al vento).

*Verifiche di sicurezza con il metodo semiprobabilistico agli Stati Limite.*

Il punto 2.4.2.2. tratta la verifica dei muri soggetti ai carichi verticali, secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite; se ne riporta di seguito il testo.

“La resistenza di calcolo  $f_d$  si valuta mediante l'espressione:

$f_d = f_k / \gamma_m$ ,

in cui  $f_k$  è la resistenza caratteristica della muratura e  $\gamma_m$  è pari a 3.

Affinché la sezione del muro risulti verificata occorre che il carico verticale agente di calcolo  $N_d$  rispetti la seguente condizione:

$N_d \leq (\Phi * f_d * A)$

dove:

$N_d$  : carico verticale agente di calcolo alla base del muro;

A: area della sezione orizzontale del muro al netto delle aperture;

$f_d$  : resistenza di calcolo della muratura;

$\Phi$ : coefficiente di riduzione della resistenza del muro.”

La verifica agli stati limite può essere ricondotta ad una verifica tensionale, in forma analoga all'espressione di calcolo della tensione nel metodo delle tensioni ammissibili:

$\sigma = N_d / (\Phi * A) \leq f_d$

Le verifiche agli stati limite devono essere condotte considerando le combinazioni di carico previste al punto 2.4.2.1. In particolare, per le verifiche a carichi verticali vengono considerate le seguenti combinazioni di carico:

(A)  $1.5 G + 1.5 (Q + 0.75 W)$

(B)  $1.5 G + 1.5 (W + 0.60 Q)$

Per ogni parete, si possono considerare i risultati per tutte le condizioni di carico suddette (due alle Tensioni Ammissibili, e due agli Stati Limite), in due sezioni significative:

**S** = **sezione di sommità** della parete, dove appoggia il solaio;

**M** = **sezione nella mezzeria** della parete (a metà altezza), in corrispondenza del momento massimo dovuto al vento spirante in direzione ortogonale al piano medio della parete.

All'azione del vento viene sostituita la spinta del terreno se la parete è collocata al di sotto della

quota del piano di campagna (le due condizioni di carico - vento e spinta terreno - sono considerate alternative).

Per gli edifici esistenti, in assenza di determinazione più precisa delle caratteristiche dei materiali, il valore di  $f_k$  coincide con quello di  $\sigma_k$  riportato nella Tab.1., punto 3.1.1. della Circ. n°21745 del 30.7.1981.

### A.2.1.2. VERIFICA A PRESSOFLESSIONE

*Verifica dei muri soggetti alle Forze Orizzontali agenti nel piano del muro: verifica a PressoFlessione.*

*Verifiche di sicurezza con il metodo delle **Tensioni Ammissibili**.*

Il punto 2.4.1.2.1. tratta la verifica dei muri a PressoFlessione, secondo il metodo delle tensioni ammissibili; se ne riporta di seguito il testo.

“L’azione flettente delle forze orizzontali determina sollecitazioni nei muri che si sommano a quelle indotte dai carichi verticali. L’eccentricità  $e, b$  nel piano mediano del muro della risultante dei carichi verticali non deve superare il limite indicato dalla seguente espressione:

$$6 e, b / b \leq 1.3$$

in cui:

$e, b$ : eccentricità longitudinale dovuta al momento indotto dalle forze orizzontali nella sezione di verifica;

$b$ : lunghezza del muro.

La verifica di resistenza si effettuerà accertando che nella sezione del muro sia rispettata la condizione seguente:

$$\sigma = N / (\Phi_t * \Phi_b * A) \leq s, m$$

in cui:

$N$ : carico verticale calcolato alla base del muro;

$A$ : area della sezione orizzontale del muro al netto delle aperture;

$\Phi_t$ : coefficiente di riduzione della resistenza valutato per l’eccentricità trasversale  $e, 2$  [cioè nella sezione  $M$  di mezzeria] (p. 2.2.1.4);

$\Phi_b$ : coefficiente di riduzione della resistenza valutato per l’eccentricità longitudinale  $e, b$ ; si ricava (p. 2.2.1.4) tramite il coefficiente di eccentricità  $6 e, b / t$  e ponendo  $h_0 / t = 0$ .”

Nelle verifiche alle tensioni ammissibili, le componenti di sollecitazione dovute alle azioni permanenti e quelle provocate dalle azioni variabili devono valutarsi separatamente, per poi essere combinate in sede di verifica nel modo più sfavorevole. Vengono pertanto considerate le seguenti combinazioni di carico:

(1)  $G + W$

(2)  $(G + Q) + W$

( $G$  = Carichi Permanenti,  $Q$  = Carichi Variabili,  $W$  = Forza orizzontale dovuta al vento).

*Verifiche di sicurezza con il metodo semiprobabilistico agli **Stati Limite**.*

## A.2. Analisi Statica

---

Il punto 2.4.2.3.1. tratta la verifica dei muri a PressoFlessione, secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite; se ne riporta di seguito il testo.

“Il momento flettente dovuto all’azione orizzontale di calcolo si combina con il carico verticale agente di calcolo  $N_d$ ; la risultante è una forza  $N_d$  con eccentricità longitudinale  $e$ ,  $b$  riferita al baricentro dell’area della sezione del muro. Tale eccentricità  $e$ ,  $b$  non deve superare il limite indicato dalla seguente espressione:

$$6 e, b / b \leq 2$$

in cui:

$e, b$ : eccentricità longitudinale del carico  $N_d$ ;

$b$ : lunghezza del muro.

Affinché la sezione del muro risulti verificata occorre che il carico verticale agente di calcolo  $N_d$  sia inferiore al carico di rottura del muro in applicazione della seguente espressione:

$$N_d \leq (\Phi_t * \Phi_b * f_d * A)$$

in cui:

$N_d$ : carico verticale agente di calcolo alla base del muro;

$A$ : area della sezione orizzontale del muro al netto delle aperture;

$f_d$ : resistenza a compressione di calcolo del muro;

$\Phi_t$ : coefficiente di riduzione della resistenza in funzione delle eccentricità trasversali (p. 2.2.1.4);

$\Phi_b$ : coefficiente di riduzione delle resistenza (p. 2.4.1.2.1.).”

La verifica agli stati limite suddetta può essere ricondotta ad una verifica tensionale, in forma analoga all’espressione di calcolo della tensione nel metodo delle tensioni ammissibili:

$$\sigma = N_d / (\Phi_t * \Phi_b * A) \leq f_d$$

Le verifiche agli stati limite devono essere condotte considerando le combinazioni di carico previste al punto 2.4.2.1. In particolare, per le verifiche alle forze orizzontali vengono considerate le seguenti combinazioni di carico:

(A)  $1.5 G + 1.5 (Q + 0.75 W)$

(B)  $1.5 G + 1.5 (W + 0.60 Q)$

(C)  $G + 1.5 W$

Per ogni parete, si possono considerare i risultati per tutte le condizioni di carico suddette (due alle Tensioni Ammissibili, e due agli Stati Limite) nella sezione di base.

La resistenza di calcolo  $f_d$  e la tensione ammissibile  $\sigma_m$  sono ricavate dalla resistenza caratteristica  $f_k$

(  $f_d = f_k / 3$ ;  $\sigma_m = f_k / 5$  ). Per gli edifici esistenti, in assenza di determinazione più precisa delle caratteristiche dei materiali, il valore di  $f_k$  coincide con quello di  $\sigma_k$  riportato nella Tab.1., punto 3.1.1. della Circ. n°21745 del 30.7.1981.

### A.2.1.3. VERIFICA A TAGLIO

La verifica a taglio è una verifica sotto l’azione della forza orizzontale dovuta al vento



complanare (la forza è presente su tutte le pareti di controvento, cioè quelle parallele alla direzione spirante del vento). Insieme alla Verifica a PressoFlessione, completa l'analisi nel proprio piano della parete soggetta a carico verticale e vento complanare.

*Verifica dei muri soggetti alle Forze Orizzontali agenti nel piano del muro: verifica a Taglio.*

La resistenza caratteristica a taglio per ogni parete (punto 2.3.2.1 del D.M. 20.11.1987), è data da:

$$f_{vk} = f_{vko} + 0.4 \sigma_o$$

dove:

$f_{vko}$  = resistenza caratteristica a taglio in assenza di carichi verticali (per gli edifici esistenti, in assenza di determinazione più precisa delle caratteristiche dei materiali, è possibile equiparare il valore della resistenza  $f_{vko}$  al valore di  $\tau_k$  riportato nella Tab. 1., punto 3.1.1. della Circ.

n°21745 del 30.7.1981);

$\sigma_o$  = tensione normale media dovuta ai carichi verticali.

*Verifiche di sicurezza con il metodo delle Tensioni Ammissibili.*

Il punto 2.4.1.2.2. tratta la verifica dei muri a taglio, secondo il metodo delle tensioni ammissibili; se ne riporta di seguito il testo.

“Nelle sezioni orizzontali dei muri si verificherà che la tensione tangenziale, considerata uniformemente ripartita sulla sezione reagente, rispetti la seguente condizione:

$$\tau = V / (\beta * A) \leq f_{vk} / 5$$

in cui:

V: forza di taglio totale agente nel piano del muro;

A: area della sezione orizzontale del muro al netto delle aperture;

$f_{vk}$ : resistenza caratteristica a taglio della muratura;

$\beta$ : coefficiente di parzializzazione della sezione; tiene conto della eventuale zona di muro soggetta a trazione e assume i valori:

$$\beta = 1, \text{ per: } 6 e, b / b \leq 1$$

$$\beta = 3/2 - 3 e, b / b, \text{ per: } 1 < 6 e, b / b \leq 1.3.”$$

Nelle verifiche alle tensioni ammissibili, le componenti di sollecitazione dovute alle azioni permanenti e quelle provocate dalle azioni variabili devono valutarsi separatamente, per poi essere combinate in sede di verifica nel modo più sfavorevole. Vengono pertanto considerate le seguenti combinazioni di carico:

(1)  $G + W$

(2)  $(G + Q) + W$

( $G$  = Carichi Permanenti,  $Q$  = Carichi Variabili,  $W$  = Forza orizzontale dovuta al vento).

*Verifiche di sicurezza con il metodo semiprobabilistico agli Stati Limite.*

Il punto 2.4.2.3.2. tratta la verifica dei muri a taglio, secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite; se ne riporta di seguito il testo.

“La resistenza a taglio di calcolo  $f_{vd}$  si valuta mediante la seguente espressione:

$$f_{vd} = f_{vk} / 3$$

## A.2. Analisi Statica

---

in cui  $f_{vk}$  è la resistenza caratteristica a taglio.

Affinché la sezione del muro risulti verificata occorre che l'azione orizzontale di calcolo  $V_d$  sia inferiore alla resistenza a taglio di calcolo  $f_{vd}$  secondo la seguente espressione:

$$V_d \leq \beta \cdot f_{vd} \cdot A$$

in cui:

$V_d$ : azione orizzontale di calcolo agente nel piano del muro;

$A$ : area della sezione orizzontale del muro al netto delle aperture;

$f_{vd}$ : resistenza a taglio di calcolo della muratura;

$\beta$ : coefficiente di parzializzazione della sezione (p.2.4.1.2.2.).”

La verifica agli stati limite suddetta può essere ricondotta ad una verifica tensionale, in forma analoga all'espressione di calcolo della tensione nel metodo delle tensioni ammissibili:

$$\tau = V_d / (\beta \cdot A) \leq f_{vd}$$

Le verifiche agli stati limite devono essere condotte considerando le combinazioni di carico previste al punto 2.4.2.1. In particolare, per le verifiche alle forze orizzontali vengono considerate le seguenti combinazioni di carico:

(A)  $1.5 G + 1.5 (Q + 0.75 W)$ , avendo assunto:  $\psi=1$ , a favore di sicurezza;

(B)  $1.5 G + 1.5 (W + 0.60 Q)$

(C)  $G + 1.5 W$

Per ogni parete, si possono considerare i risultati per tutte le condizioni di carico suddette (due alle Tensioni Ammissibili, e tre agli Stati Limite) nella sezione scelta per l'esecuzione delle Verifiche a Taglio: sommità, mezzeria (metà altezza) o base. Frequentemente viene scelta la sezione di metà altezza (sforzo normale medio, e quindi resistenza a taglio rappresentativa della parete nel suo insieme, non troppo bassa - come in sommità - né troppo alta - come alla base). Talvolta si sceglie di trascurare la parzializzazione della sezione (assumendo  $\beta = 1$ ), in modo da consentire lo svolgimento di verifiche che altrimenti non potrebbero avere soluzione (sommità di pareti scariche:  $N=0$ , mentre il taglio corrisponde anche ad un momento e quindi non c'è possibilità di equilibrio sotto l'ipotesi di non resistenza a trazione).

### A.2.2. ALTRE VERIFICHE STATICHE

Le verifiche statiche del D.M. 20.11.1987, espressamente nate per gli edifici nuovi, ma comunque applicabili - ove ciò sia ritenuto appropriato - anche agli edifici esistenti, non esauriscono le varie modalità di verifica cui il fabbricato può essere sottoposto sotto l'azione dei carichi statici (permanenti e di esercizio).

Appare importante, infatti, esercitare anche un controllo sull'impegno della struttura a compressione, semplicemente sotto l'azione della totalità dei carichi possibili; inoltre, si devono anche controllare le massime sollecitazioni in fondazione.

Infine, la Verifica a Ribaltamento, così importante per i paramenti murari esterni (cioè i prospetti) degli edifici sollecitati da sisma, può comunque essere svolta anche per i normali carichi di esercizio qualora le forze orizzontali localmente agenti siano rilevanti: si pensi, ad

esempio, al caso della spinta delle volte o delle coperture, che tendono ad esercitare un'azione instabilizzante protratta nel tempo, magari in assenza di vincoli di piano efficaci [ all'equilibrio statico di tali configurazioni contribuiscono in gran parte gli attriti fra le strutture, dai quali prescindiamo per semplicità. Soltanto con l'attrito, infatti, è talvolta possibile dare una spiegazione della stabilità di strutture che teoricamente dovrebbero 'ribaltare' ].

### A.2.2.1. VERIFICA ALLE TENSIONI MEDIE DI COMPRESSIONE

La verifica di sicurezza delle tensioni medie di compressione può essere condotta confrontando la tensione verticale effettiva  $\sigma_v$  con la tensione ammissibile  $\sigma_{amm} = \sigma_k / 5$ .

In questa verifica, si fa riferimento alla configurazione di massimo carico dell'edificio senza considerare i coefficienti amplificativi utilizzati nelle combinazioni di carico agli Stati Limite; lo scopo infatti è semplicemente quello di analizzare il comportamento dell'edificio a compressione sotto l'azione della totalità del carico applicato (  $G + Q$  ).

Avendo schematizzato le pareti resistenti come maschi 'separati' l'uno dall'altro, a volte i risultati forniti da questa verifica sono teorici: l'eccessiva compressione in una parete di piccole dimensioni potrebbe essere, nella realtà, smorzata dalla connessione di questa con la parete ad essa ortogonale, meno sollecitata (in pratica, nella zona in comune, la tensione si uniforma alla media).

### A.2.2.2. VERIFICA IN FONDAZIONE

L'analisi delle fondazioni delle pareti può essere eseguita considerando due schemi alternativi: carichi locali (fondazioni non collaboranti tra loro), oppure: fondazioni su piano rigido (fondazioni collaboranti, travi o platea).

Nel caso di Carichi Locali, ogni parete trasmette alla fondazione il proprio carico statico, indipendentemente dalle altre.

Nel caso di Piano Rigido, il piano di fondazione viene considerato rigido ('sezione' di fondazione, formata dalle impronte di tutte le fondazioni). Pertanto, il carico totale dell'edificio è visto come una risultante applicata nel centro di pressione (baricentro dei carichi verticali), che determina un piano di tensione sotto le fondazioni. In questo caso, è anche possibile la determinazione del nocciolo d'inerzia. Poiché la 'sezione' di fondazione viene analizzata con gli algoritmi della Geometria delle Masse, è possibile la determinazione sia del nocciolo d'inerzia, sia delle direzioni principali (gli assi Csi:  $\xi$ , Eta:  $\eta$ , intorno ai quali si ha la minima e la massima inerzia). Qualora il centro di pressione non coincida con il baricentro geometrico delle fondazioni, anche solo staticamente il terreno viene compresso in modo non uniforme. Questo studio può essere interessante per relazionare lo stato di sollecitazione del terreno a lesioni, dovute a possibili cedimenti di fondazione, rilevate nell'assetto statico dell'edificio.

La verifica statica delle fondazioni viene condotta confrontando la tensione sul terreno con la

## A.2. Analisi Statica

---

tensione ammissibile, ricavata dalla Capacità Portante applicando normalmente un coefficiente di sicurezza pari a 3 (punto C.4.2. del D.M. 11.3.1988), che può essere ridotto del 20% nel caso di analisi sismica di edifici esistenti (punto C.9.3.3. del D.M. 16.1.1996).

### A.2.2.3. VERIFICA A RIBALTAMENTO

Si adotta la seguente terminologia: le **Pareti** sono per definizione i maschi murari di interpiano; i **Setti** sono i paramenti esterni a tutt'altezza (dalla fondazione alla sommità) da sottoporre alle verifiche a Ribaltamento e a PressoFlessione per Azioni Ortogonali. I Setti, che nel calcolo vengono in genere considerati come strisce di base 1.00 m., sono quindi definiti dalle pareti che, piano per piano, li compongono.

Per ogni setto, si possono effettuare le verifiche statiche facendo cerniera alla base di ogni piano, in corrispondenza della parete che definisce il setto stesso.

Le azioni significative sono le seguenti.

#### Azioni Stabilizzanti:

- peso proprio, agente lungo l'asse della parete;
- carichi di solaio, applicati con una distribuzione triangolare, con massima tensione sul lato di appoggio;
- azione da tirantaggio agente in sommità della parete: il suo significato è generalizzato; infatti, i tiri sono spesso dovuti a catene, ma possono essere generati da qualunque sistema in grado di contrastare il ribaltamento rigido della parete (p.es. una rete elettrosaldata nel solaio ammorsata nel cordolo della parete dove si schematizza il setto, può - con i propri tondini - realizzare un tiro resistente idealmente simile a 'catene' diffuse).

#### Azioni Instabilizzanti:

- carico da vento normale (azione di depressione, dall'interno verso l'esterno dell'edificio);
- forza orizzontale concentrata in sommità (p.es. spinta dalla copertura);
- spinta da volte di solaio, agente in corrispondenza dell'imposta della volta.

Poiché la Verifica a Ribaltamento è una Verifica ad azioni ortogonali, vista l'analogia con la Verifica a Compressione del D.M. 20.11.1987, si possono adottare le stesse Combinazioni di Carico previste dal D.M. 20.11.1987 per le Verifiche a Compressione [  $G$  = Carichi Permanenti,  $Q$  = Carichi Accidentali o Variabili,  $W$  = Forza orizzontale dovuta al vento ]:

#### Tensioni Ammissibili:

(1)  $G + W$ ; (2)  $(G + Q) + W$

#### Stati Limite:

(A)  $1.5 G + 1.5 (Q + 0.75 W)$ ; (B)  $1.5 G + 1.5 (W + 0.60 Q)$

La verifica consiste, analizzando tutti i setti notevoli ed il ribaltamento di ognuno attorno alle cerniere che possono formarsi ad ogni piano, nell'evidenziare la **Configurazione più**

**sfavorevole**, per la quale si definisce il rapporto fra Momento Stabilizzante e Momento Ribaltante ( $>1$  nel caso di Verifica Soddisfatta).

### A.3. ANALISI SISMICA

#### A.3.1. VERIFICHE SISMICHE IN BASE ALLA NORMATIVA VIGENTE

La Normativa di riferimento è costituita da: D.M. 2.7.1981 e Circ.21745 del 30.7.1981, D.M. 20.11.1987, D.M. 16.1.1996. Assicurando comunque il rispetto del D.M. 16.1.1996, si possono individuare due percorsi normativi distinti: la Circ.21745 del 30.7.1981, e il D.M. 20.11.1987.

Secondo la **Circ.21745 del 30.7.1981**, la muratura è considerata reagente a trazione (normalmente:  $\sigma_{tr} = \tau_k$ ); le verifiche locali si eseguono ipotizzando la sezione completamente reagente e confrontando i minimi e massimi valori tensionali con le tensioni di riferimento; le tensioni di riferimento  $\tau_k$ ,  $\sigma_k$ ,  $\sigma_{tr}$  sono fornite da apposita tabella; non si tiene conto delle eccentricità strutturali; si prescinde dagli effetti della snellezza delle pareti; la formulazione della resistenza a taglio adottata è quella del criterio di Turnsek-Cacovic.

Il criterio di Turnsek-Cacovic si basa sulla comparsa della lesione diagonale in mezzzeria della parete (=al centro del pannello) quando la tensione principale di trazione della muratura supera la sua resistenza a trazione. Secondo tale criterio, la resistenza a taglio (=tensione tangenziale ultima) è data da:

$$\tau_{ult.} = \tau_k * \sqrt{[1 + (\sigma_0 + \sigma_{pv} + \sigma_{po}) / (1.5 * \tau_k) + (\sigma_0 + \sigma_{pv}) * \sigma_{po} / (2.25 * \tau_k^2)]}$$

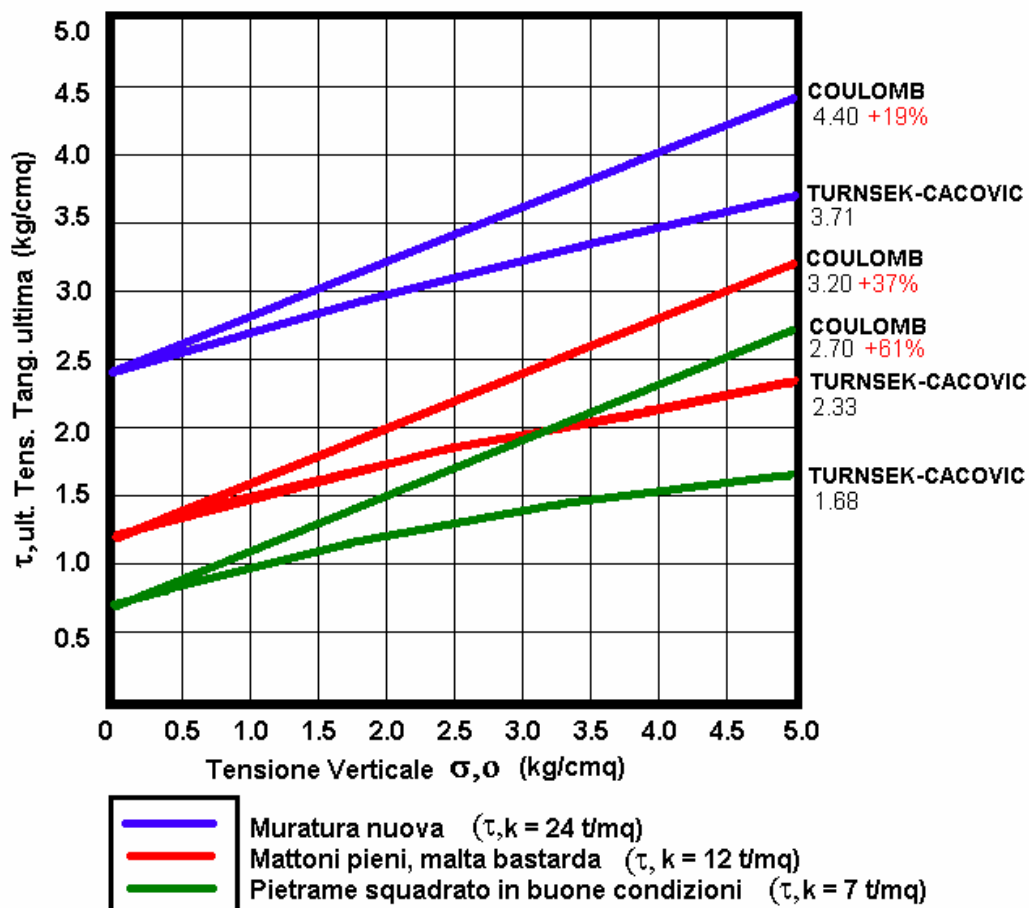
dove  $\sigma_0$  è la tensione verticale prodotta dallo sforzo normale agente nella parete.

Secondo il **D.M. 20.11.1987**, la muratura non è reagente a trazione; si devono prendere in considerazione le eccentricità strutturali e gli effetti del secondo ordine dovuti alla snellezza; la formulazione della resistenza a taglio adottata è quella del criterio di Coulomb, basato sull'attrito (coefficiente di attrito = 0.4).

Secondo tale criterio, la resistenza a taglio è espressa da:

$$f_{vk} = f_{vko} + 0.4 * \sigma_0,$$

dove:  $f_{vko}$  è la resistenza caratteristica a taglio in assenza di sforzo normale.



**Fig. 3.** Confronto tra i criteri di Turnsek-Cacovic e Coulomb, applicato ad alcuni tipi di muratura la cui tensione tangenziale caratteristica a taglio è ricavata dalla Circ.21745 del 30.7.1981.

Confrontando le due espressioni, notiamo che con il criterio di Coulomb la sovrastima della tensione tangenziale ultima aumenta con la riduzione della qualità della muratura: quindi è tanto maggiore quanto più bassa è la resistenza a taglio puro (=tensione tangenziale caratteristica di riferimento  $\tau, k$ ). Infatti, mentre per murature nuove si compie una sovrastima del 19%, nel caso di muratura in pietrame si arriva al 60% e oltre. La differenza tra le tensioni tangenziali ultime non è però uguale a quella fra i tagli ultimi.

Infatti: secondo la Circ.21745 del 30.7.1981, la forza ultima a taglio è data da:

### A.3. Analisi Sismica

---

$$T_u = \kappa * A * \tau_{ult}$$

dove:

A è l'area della sezione trasversale della parete muraria;

il coefficiente  $\kappa$  può essere assunto pari a 1.0 oppure a 0.9 (quest'ultimo valore opera evidentemente a favore di sicurezza, ed è presente nella Normativa nell'Appendice alla Circ.21745 del 30.7.1981, punto 3.1. Fisicamente il coefficiente 0.9 corrisponde alla rettificazione del tratto plastico del diagramma forza-spostamento ottenuto sperimentalmente per il pannello murario, diagramma che presenta - oltre il limite elastico - una curvatura con valore medio intorno, appunto, allo 0.9 del valore massimo; vd. fig. 10, par. A.4.1.3.).

Secondo il D.M. 20.11.1987, invece, la forza resistente a taglio è pari a:

$$T_u = \beta * f_{vd} * A$$

dove:

A è l'area della sezione trasversale della parete muraria;

$f_{vd}$  è la resistenza a taglio di calcolo della muratura (nel caso dell'edificio esistente:

$$f_{vd} = f_{vk} = f_{vko} + 0.4 \sigma_0, \text{ con } f_{vko} = \tau_k);$$

$\beta$  è il coefficiente di parzializzazione della sezione (p.2.4.1.2.2.): agendo infatti una flessione, insieme al taglio, si considera reagente solo la parte di sezione compressa.

Quindi, a parte il coefficiente 0.9, il coefficiente  $\beta$  fa differire le due formulazioni del taglio ultimo, e riequilibra la differenza tra la tensione resistente a taglio secondo Coulomb e quella secondo Turnsek-Cacovic. Si consideri però che spesso si sceglie di trascurare la parzializzazione della sezione (assumendo  $\beta = 1$ ), in modo da consentire lo svolgimento di verifiche che altrimenti non potrebbero avere soluzione (sommità di pareti scariche:  $N=0$ , mentre il taglio corrisponde anche ad un momento e quindi non c'è possibilità di equilibrio sotto l'ipotesi di non resistenza a trazione, propria del D.M. 20.11.1987).

Le due norme: Circ.21745 del 30.7.1981, e D.M. 20.11.1987, entrambe in vigore, conducono quindi a diverse modalità di esecuzione delle verifiche sismiche.

Si può ritenere che la Circ.21745 del 30.7.1981 sia più specifica per gli edifici esistenti (per essi, infatti, fu introdotta a seguito degli eventi sismici in Campania, Puglia e Basilicata), mentre il D.M. 20.11.1987 si può applicare con maggior pertinenza agli edifici nuovi, per i quali i parametri richiesti (ad esempio: la  $f_k$  valutata a partire dalla resistenza del blocco e della malta) hanno valori più attendibili.

La tendenza attuale consiste nell'applicazione di una delle due norme, indifferentemente, per gli edifici esistenti (ai quali, ricordiamo, che il D.M. 20.11.1987 fa esplicitamente riferimento nel Titolo II), mentre per gli edifici nuovi si tende ad applicare il D.M. 20.11.1987 (pertanto, a non eseguire il Por, metodo che viene attivato - per la verifica globale a taglio - solo nel caso di Circ.21745 del 30.7.1981 e nell'ipotesi di piano rigido).

Mentre dalla Circ.21745 del 30.7.1981 e dal D.M. 20.11.1987, si traggono - in alternativa - le indicazioni riguardanti la resistenza della muratura, il **D.M. 16.1.1996** fornisce univocamente le informazioni riguardanti le azioni applicate sull'edificio.



Il calcolo delle forze sismiche è definito chiaramente nel punto C.6. del D.M. 16.1.1996.

Definendo:

G = carico permanente di piano + peso proprio strutture, Q = carico accidentale di piano, s = coefficiente di riduzione, si ha il peso sismico dato da:

$$W = G + sQ$$

il conseguente calcolo delle forze sismiche di piano, e quindi del Tagliante Sismico di piano, è così univocamente determinato (non vi sono cioè combinazioni dei carichi G e Q da considerare ai fini della valutazione dell'azione sismica).

La forza sismica globale, da ripartirsi fra i vari piani, è data da:

$$F = C R \varepsilon \beta_1 \beta_2 I W$$

Il coefficiente  $\beta = \beta_1 * \beta_2$ , che moltiplica i pesi sismici, tiene conto:

$\beta_1 = 2$ , delle caratteristiche di duttilità delle costruzioni in muratura;

$\beta_2 = 2$ , delle modalità di verifica a rottura.

Per gli edifici in muratura, quindi, la forza sismica viene calcolata 'a rottura' e quindi nello spirito del metodo agli **Stati Limite** (punto C.9.5.3. del D.M. 16.1.1996): pertanto, si devono considerare le Combinazioni di Carico previste dallo stesso D.M. 16.1.1996. Secondo tale formulazione, gli effetti sismici (che per gli edifici in muratura NON devono essere amplificati dal coefficiente  $\gamma_E$ , come precisato dalla Circolare n.65/AA.GG. del 10.4.1997), vanno cumulati a quelli degli altri carichi applicando opportuni coefficienti. Ne derivano due condizioni di carico significative [ G = Carichi Permanenti, Q = Carichi Accidentali o Variabili, S = Azione sismica ]:

(1)  $(1.4*G + 1.5*Q) + S$  [massimo carico]; (2)  $G + S$  [minimo carico].

Tradizionalmente, applicando la Circ.21745 del 30.7.1981, e quindi ad esempio nel calcolo con il Metodo Por, è stata considerata agente la totalità dei carichi (permanenti e accidentali):  $(G + Q)$ , senza coefficienti amplificativi. Questa metodologia è dettata dall'esempio di calcolo riportato nell'Appendice alla Circolare n.21745 del 30.7.1981. Tuttavia, il D.M. 16.1.1996 è chiaro nel caso di calcolo 'a rottura': l'applicazione delle Combinazioni di Carico deve quindi estendersi a tutte le verifiche sismiche dei fabbricati murari (Metodo Por incluso).

Per quanto riguarda la resistenza di calcolo, si ricorda che:

- per gli **Edifici Esistenti**, il calcolo delle azioni sismiche viene condotto utilizzando il coefficiente  $\beta_2=2$ . L'azione di calcolo (la forza sismica) viene quindi amplificata, ma la resistenza di calcolo è valutata considerando una resistenza caratteristica non ridotta, pari a:
  - $\sigma_k$  e  $\tau_k$ , secondo la Circ.21745 del 30.7.1981, come riportato nella Tab.1., punto 3.1.1.;
  - $f_k$  e  $f_{vko}$ , secondo il D.M. 20.11.1987 (ma in assenza di determinazione più precisa delle caratteristiche dei materiali, i valori di  $f_k$  e di  $f_{vko}$  si fanno coincidere - rispettivamente - con quelli di  $\sigma_k$  e  $\tau_k$  della Circ. n°21745 del 30.7.1981);
- per gli **Edifici Nuovi**, viene invece usato il coefficiente  $\beta_2=1$  (punto C.5.2. della Circ.n.65 del 10.4.1997). L'azione di calcolo (la forza sismica) NON viene quindi amplificata, ma la resistenza

### A.3. Analisi Sismica

---

di calcolo è ridotta ad  $1/3$  della resistenza caratteristica; e quindi, la resistenza di calcolo è pari a:  $f_d = f_k/3$  e  $f_{vd} = f_{vk}/3$  (si osservi che pur avendo posto  $\beta_2 = 1$ , l'analisi sismica deve comunque essere condotta secondo il metodo agli Stati Limite).

Per i nuovi edifici, essendo  $\beta_2 = 1$ , la Forza Sismica è pari alla metà rispetto ad un edificio esistente, mentre la Forza Reattiva, essendo data dai tagli ultimi delle pareti, è proporzionale alla resistenza di calcolo a taglio determinata da  $f_{vd}$  che, secondo il D.M.20.11.1987, è pari ad  $1/3$  della resistenza a rottura:  $f_{vd} = f_{vk}/3$  (punto 2.4.2.3.2.). Dal confronto fra i due casi di Esistenti e Nuovi, risulta evidente che il coefficiente di sicurezza, dato dal rapporto tra Forza Reattiva e Forza Sismica, si riduce a  $(2/3)$  del corrispondente valore per edifici esistenti, o, in altre parole, la sicurezza richiesta per gli edifici nuovi è  $(3/2) = 1.5$  volte maggiore (cioè maggiore del 50%).

Le Verifiche Sismiche si distinguono in:

- Verifiche Sismiche per Azioni Ortogonali: Verifica a Ribaltamento e Verifica a PressoFlessione;
- Verifiche Sismiche per Azioni nel Piano (Complanari): Verifica a Taglio e Verifica a PressoFlessione, distinguendo i casi di piani rigidi e di piani deformabili;
- Altre Verifiche: Verifica in Fondazione, Verifica dei Collegamenti (verifiche locali).

Tutte le verifiche vengono svolte sotto l'azione sismica prevista.

Oltre a ciò, si vuole determinare il dominio di resistenza: tenendo incognito il coefficiente sismico  $C$  da cui dipende l'azione sismica, è possibile determinare appunto il dominio di resistenza relativo a questa verifica, cioè il massimo valore di  $C$  per il quale la verifica è soddisfatta. Evidentemente, se la verifica sotto l'azione in input (corrispondente a un certo  $C'$ ) è soddisfatta, il dominio di resistenza prevederà  $C > C'$ .

### A.3.2. VERIFICHE SISMICHE PER AZIONI ORTOGONALI

#### A.3.2.1. VERIFICA A RIBALTAMENTO

Per ogni setto, si possono effettuare le verifiche statiche facendo cerniera alla base di ogni piano, in corrispondenza della parete che definisce il setto stesso.

Le azioni significative sono le seguenti.

#### Azioni Stabilizzanti:

- peso proprio, agente lungo l'asse della parete;
- carichi di solaio, applicati con una distribuzione triangolare, con massima tensione sul lato di appoggio;
- azione da tirantaggio agente in sommità della parete: il suo significato è generalizzato; infatti, i tiri sono spesso dovuti a catene, ma possono essere generati da qualunque sistema in grado di

contrastare il ribaltamento rigido della parete (p.es. una rete elettrosaldada nel solaio ammorsata nel cordolo della parete dove si schematizza il setto, può - con i propri tondini - realizzare un tiro resistente idealmente simile a 'catene' diffuse).

**Azioni Instabilizzanti:**

- carico sismico distribuito in altezza, dovuto alla massa propria della parete;
- forza sismica concentrata in corrispondenza dell'impalcato impostato sulla sommità della parete, pari a  $\beta CW$ , dove  $W=G+Q$  (senza il coefficiente di riduzione "s", che riveste valore statistico globale sull'edificio; localmente, infatti, è possibile che sia presente la totalità del carico accidentale; è invece incluso l'effetto del coefficiente  $\psi$  per Stati Limite, coerentemente ai metodi di verifica e a quanto riportato al punto B.8.2. del D.M. 16.1.1996) . Si ricorda, dal punto C.9.5.3. del D.M. 16.1.1996: "L'azione sismica ortogonale alla parete sarà rappresentata da un carico orizzontale distribuito, pari a  $\beta C$  volte il peso della parete e da forze concentrate pari a  $\beta C$  volte il carico degli orizzontamenti che si appoggiano su di essa se questi non sono efficacemente collegati a muri trasversali." Mentre nella Verifica a PressoFlessione ortogonale del setto, questa forza concentrata sarà o meno presente a seconda che il vincolo sia efficace o meno, nella Verifica sismica a Ribaltamento - dove si studia un equilibrio del paramento murario sotto l'azione di forze, indipendentemente dallo schema dei vincoli - è possibile opzionalmente considerare nulla la forza concentrata, nel caso di vincoli efficaci;
- forza orizzontale concentrata in sommità (p.es. spinta dalla copertura);
- spinta da volte di solaio, agente in corrispondenza dell'imposta della volta.

Vengono esaminate le due combinazioni di carico sismiche:

(1)  $(1.4 \cdot G + 1.5 \cdot Q) + S$  [massimo carico]; (2)  $G + S$  [minimo carico].

La verifica consiste, analizzando tutti i setti notevoli ed il ribaltamento di ognuno attorno alle cerniere che possono formarsi ad ogni piano, nell'evidenziare la **Configurazione più sfavorevole**, per la quale si definisce il rapporto fra Momento Stabilizzante e Momento Ribaltante ( $>1$  nel caso di Verifica Soddisfatta).

Per quanto riguarda la determinazione del dominio di resistenza relativo a questa verifica, cioè del massimo valore di  $C$  per il quale la verifica è soddisfatta, è evidente che esisterà sempre un valore di  $C$  oltre il quale l'effetto ribaltante del sisma vince l'azione stabilizzante. Il valore di  $C$  può anche essere, però, nullo: se infatti già staticamente la Verifica a Ribaltamento non è soddisfatta (ad esempio, a causa di forze orizzontali di natura statica: spinte dalla copertura, spinte dalle volte), non è possibile affidare al setto alcun incremento di azione orizzontale di origine sismica, e quindi il dominio di resistenza è definito da:  $C=0.000$ .

La Verifica a Ribaltamento è una verifica di stabilità; la sua formulazione è univoca, indipendentemente dalla scelta del percorso normativo di verifica sismica (Circ.21745 del 30.7.1981 o D.M. 20.11.1987).

#### A.3.2.2. VERIFICA A PRESSOFLESSIONE PER AZIONI ORTOGONALI

Le pareti che si trovano orientate ortogonalmente alla direzione sismica, a causa della piccola rigidità in tale direzione non solo non forniscono alcuna collaborazione all'insieme strutturale, ma - tramite i solai - vengono a scaricare le risultanti delle azioni ad esse competenti sulle pareti di controvento (cioè quelle orientate parallelamente al sisma). Per la resistenza di queste pareti, come ricorda anche la Normativa, svolgono un ruolo essenziale i collegamenti con gli orizzontamenti e con le pareti di controvento.

Questa verifica può essere condotta sia sui Setti (a tutta altezza d'edificio) sia sulle Pareti ad altezza di interpiano.

Sui setti, la trave continua (incastro alla base, appoggi ai piani se vincoli efficaci) porta a una soluzione esatta e quindi al momento effettivo.

Sulle pareti di interpiano si ipotizza un vincolo in sommità e alla base variabile da cerniera a incastro, corrispondente al denominatore per momento in mezzera  $x$  tale che  $M=qh^2/x$  (ad es.  $x=10$  per semincastro debole): infatti, in tal caso, prescindendo dalla continuità in altezza del setto, occorre definire a priori un vincolo agli estremi superiore ed inferiore: tale definizione è influente nella trave continua, dove si risolve lo schema così come effettivamente è.

Frequentemente, in uno Stato Attuale si sceglie la verifica sui Setti, mentre nello Stato Modificato si fa riferimento alle sole Pareti di interpiano.

I setti sono sempre da considerarsi posti in corrispondenza dei prospetti; infatti, se ne studia la tendenza al ribaltamento verso l'esterno (sia dal punto di vista rigido [verifica a Ribaltamento], sia dal punto di vista flessionale [verifica a PressoFlessione per azioni ortogonali]). Le pareti di interpiano, invece, possono essere analizzate sotto l'effetto delle azioni sismiche ortogonali in una qualunque posizione nel complesso murario, anche interna.

#### Verifica dei SETTI a tutta altezza dell'edificio, sottoposti ad Azioni Ortogonali

Per ogni setto, le verifiche sismiche consistono nel calcolo delle tensioni normali e nel confronto con i valori di riferimento, in seguito all'analisi dello stato di sollecitazione secondo lo schema di 'trave continua' (striscia di larghezza 1.00 m., dalle fondazioni in sommità, sottoposta a carichi verticali e carichi orizzontali ortogonali).

La 'trave continua' viene costruita posizionando gli appoggi nei punti di vincolamento efficace dei solai. Quindi, una campata può coincidere con l'altezza di piano, nel caso di vincoli efficaci sia superiormente che inferiormente, oppure con due o più piani se mancano alcuni vincoli efficaci.

Nel caso di assenza completa di vincoli efficaci, lo schema statico diviene a mensola. Se una campata è formata da più piani, le grandezze  $E, J$  si possono mediare sui corrispondenti valori delle pareti componenti la campata.

Le azioni applicate sulle campate della trave continua possono essere le seguenti.

**Carichi Verticali:**

- peso proprio, agente lungo l'asse della parete; il peso proprio di una parete può generare un momento concentrato sulla parete sottostante, nel caso di disassamento (ad es. rastremazione della muratura nel passaggio dai piani inferiori ai superiori);

- carichi di solaio, applicati con una distribuzione triangolare, con massima tensione sul lato di appoggio; il carico di solaio genera un momento concentrato (verso l'interno) dovuto alla posizione della risultante della distribuzione triangolare rispetto all'asse della parete su cui il solaio grava;

**Carichi Orizzontali:** [ in presenza di vincolo efficace, tutte le forze orizzontali concentrate in sommità alla parete componente la campata sono ininfluenti (agiscono in corrispondenza dell'appoggio): tiri, forze sismiche da carico di solaio, spinta dalle coperture ]

- azioni da tirantaggio agenti in corrispondenza degli impalcati (assenti in caso di vincolo efficace); agiscono verso l'interno;

- carico sismico distribuito in altezza, dovuto alla massa propria della parete; agisce verso l'esterno;

- forza sismica concentrata in corrispondenza dell'impalcato impostato sulla sommità della parete, pari a  $\beta CW$ , dove  $W=G+Q$  (senza il coefficiente di riduzione "s", che riveste valore statistico globale sull'edificio; localmente, infatti, è possibile che sia presente la totalità del carico accidentale; è invece incluso l'effetto del coefficiente  $\psi$  per Stati Limite, coerentemente ai metodi di verifica e a quanto riportato al punto B.8.2. del D.M. 16.1.1996) . Si ricorda, dal punto C.9.5.3. del D.M. 16.1.1996: "L'azione sismica ortogonale alla parete sarà rappresentata da un carico orizzontale distribuito, pari a  $\beta C$  volte il peso della parete e da forze concentrate pari a  $\beta C$  volte il carico degli orizzontamenti che si appoggiano su di essa se questi non sono efficacemente collegati a muri trasversali." La forza sismica concentrata è assente in caso di vincolo efficace;

- forza orizzontale concentrata in sommità (p.es. spinta dalla copertura);

- spinta da volte di solaio, agente in corrispondenza dell'imposta della volta.

Per ogni campata, si effettueranno le verifiche di resistenza nelle sezioni di massimo e minimo momento flettente.

L'eccentricità viene calcolata pari al rapporto (  $M / N$  ).

Nel caso della Circ.21745 del 30.7.1981, i parametri da considerare nei risultati sono: le caratteristiche di sollecitazione; l'eccentricità [ pari al rapporto (  $M / N$  ) ]; le tensioni calcolate massima e minima; le resistenze di calcolo (tensione di confronto a compressione e a trazione).

Nel caso del D.M. 20.11.1987, i parametri da considerare nei risultati sono: l'altezza libera di inflessione; le caratteristiche di sollecitazione; l'eccentricità [ pari al rapporto (  $M / N$  ) ]; il coefficiente di riduzione  $\Phi$ ; la tensione di calcolo a compressione; la resistenza di calcolo (tensione di confronto a compressione).

#### **Verifica delle PARETI sull'altezza di interpiano, sottoposte ad Azioni Ortogonali**

Nel caso del **D.M. 20.11.1987**, per la verifica di ogni parete sull'altezza di interpiano, sottoposta ad azioni sismiche ortogonali, si applicano modalità del tutto analoghe alla verifica a Compressione prevista dal D.M. 20.11.1987 per l'analisi delle pareti murarie sottoposte al carico

### A.3. Analisi Sismica

---

verticale, con forza orizzontale dovuta al vento agente in direzione ortogonale alla parete stessa. Si riporta il testo del punto 2.4.2.2. del D.M. 20.11.1987, che tratta la verifica dei muri soggetti ai carichi verticali, secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite.

“La resistenza di calcolo  $f_{d,d}$  si valuta mediante l'espressione:

$$f_{d,d} = f_{k,k} / \gamma_{m,m},$$

in cui  $f_{k,k}$  è la resistenza caratteristica della muratura e  $\gamma_{m,m}$  è pari a 3.

Affinché la sezione del muro risulti verificata occorre che il carico verticale agente di calcolo  $N_{d,d}$  rispetti la seguente condizione:

$$N_{d,d} \leq (\Phi * f_{d,d} * A)$$

dove:

$N_{d,d}$  : carico verticale agente di calcolo alla base del muro;

$A$ : area della sezione orizzontale del muro al netto delle aperture;

$f_{d,d}$  : resistenza di calcolo della muratura;

$\Phi$ : coefficiente di riduzione della resistenza del muro.”

La verifica agli stati limite suddetta può essere ricondotta ad una verifica tensionale, nella forma:

$$\sigma = N_{d,d} / (\Phi * A) \leq f_{d,d}$$

Nel caso della **Circ.21745 del 30.7.1981**, l'effetto flessionale dell'azione ortogonale alla parete viene valutato nell'ipotesi di comportamento lineare a sezione interamente reagente. Nell'ambito di applicazione di questo metodo è possibile trascurare le eccentricità derivanti dai carichi verticali e quelle derivanti dalle tolleranze di esecuzione.

La verifica tensionale consiste nel confrontare le massime tensioni di trazione e di compressione con le resistenze di calcolo (=valori di riferimento).

Sia nel caso del D.M. 20.11.1987, sia della Circ.21745 del 30.7.1981, per ogni parete, si possono considerare i risultati, per le due condizioni di carico esaminate, in due sezioni significative:

**S = sezione di sommità** della parete, dove appoggia il solaio;

**M = sezione nella mezzeria** della parete (a metà altezza), in corrispondenza del massimo momento sismico agente in direzione ortogonale al piano medio della parete.

All'azione del sisma viene sommata la spinta del terreno se la parete è collocata al di sotto della quota del piano di campagna. Le due azioni si pensano equiverse (quindi dirette verso l'interno dell'edificio).

#### A.3.3. VERIFICHE SISMICHE PER AZIONI NEL PIANO

Le **azioni sismiche complanari** alle pareti sono valutate prendendo in esame l'edificio nella sua interezza, con i collegamenti operati dai solai in quanto a tale scopo efficaci, considerando di norma trascurabile la rigidezza delle pareti per deformazioni ortogonali al loro piano.

La ripartizione delle forze sismiche al piano tra i maschi murari resistenti deve quindi essere effettuata considerando la più appropriata delle due ipotesi limite:

1. solai infinitamente rigidi nel proprio piano, nel qual caso la forza sismica orizzontale di calcolo sarà applicata al baricentro delle masse di piano; la ripartizione del tagliante di piano tra le varie pareti avviene proporzionalmente alle rispettive rigidezze ed alla posizione rispetto al baricentro delle rigidezze;
2. solai infinitamente deformabili nel proprio piano, nel qual caso la forza sismica di competenza di ciascun muro sarà determinata proporzionalmente ai carichi verticali direttamente gravanti su di esso.

Anche per quanto riguarda il comportamento delle pareti resistenti, è possibile prendere in considerazione i due casi estremi di: 1) carico limite determinato dalla resistenza a taglio; 2) carico limite determinato dalla resistenza a PressoFlessione; ciò significa in pratica svolgere due gruppi di verifiche: la Verifica a Taglio, e la Verifica a PressoFlessione complanare.

#### A.3.3.1. VERIFICA A TAGLIO

La modalità di verifica secondo il **D.M. 20.11.1987** è del tutto analoga alla verifica a Taglio prevista dal D.M. 20.11.1987 per l'analisi delle pareti murarie sottoposte alle forze orizzontali dovute al vento.

Si riporta il testo del punto 2.4.2.3.2. del D.M. 20.11.1987, che tratta la verifica dei muri a taglio, secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite.

“La resistenza a taglio di calcolo  $f_{vd}$  si valuta mediante la seguente espressione:

$$f_{vd} = f_{vk} / 3$$

in cui  $f_{vk}$  è la resistenza caratteristica a taglio.

Affinché la sezione del muro risulti verificata occorre che l'azione orizzontale di calcolo  $V_d$  sia inferiore alla resistenza a taglio di calcolo  $f_{vd}$  secondo la seguente espressione:

$$V_d \leq \beta * f_{vd} * A$$

in cui:

$V_d$ : azione orizzontale di calcolo agente nel piano del muro;

$A$ : area della sezione orizzontale del muro al netto delle aperture;

$f_{vd}$ : resistenza a taglio di calcolo della muratura;

$\beta$ : coefficiente di parzializzazione della sezione (p.2.4.1.2.2.).”

La verifica agli stati limite viene ricondotta ad una verifica tensionale, nella forma:

$$\tau = V_d / (\beta * A) \leq f_{vd}$$

L'azione orizzontale di calcolo proviene dalla ripartizione del tagliante sismico di piano, effettuata - a seconda del caso - in base alle rigidezze (**piano rigido**) o in base ai carichi (**piani deformabili**).

Per ogni parete, si possono considerare i risultati (per le due condizioni di carico esaminate e per le due direzioni - tra loro ortogonali - prescelte per la verifica sismica) nella sezione scelta per l'esecuzione delle Verifiche a Taglio: sommità, mezzeria (metà altezza) o base. Frequentemente viene scelta la sezione di metà altezza (sforzo normale medio, e quindi resistenza a taglio rappresentativa della parete nel suo insieme, non troppo bassa - come in sommità - né troppo alta

### A.3. Analisi Sismica

---

- come alla base). Talvolta si sceglie di trascurare la parzializzazione della sezione (assumendo  $\beta = 1$ ), in modo da consentire lo svolgimento di verifiche che altrimenti non potrebbero avere soluzione (sommità di pareti scariche:  $N=0$ , mentre il taglio corrisponde anche ad un momento e quindi non c'è possibilità di equilibrio sotto l'ipotesi di non resistenza a trazione).

Nell'ipotesi della **Circ.21745 del 30.7.1981**, si distinguono due casi.

- Nel caso dei **piani rigidi**, per l'esecuzione della verifica si adotta l'ipotesi di comportamento elasto-plastico con controllo della duttilità: ciò consiste in pratica nell'applicazione di metodi tipo Por (come illustrato nell'Appendice alla Circ. n°21745 del 30.7.1981), sui quali torneremo più avanti (sezione A.4) per una descrizione dettagliata delle metodologie Por e PorFlex.
- Nel caso dei **piani deformabili**, la verifica consiste semplicemente nel confrontare, per ogni parete e per ogni direzione e combinazione di carico esaminate, la forza orizzontale complanare competente con la resistenza ultima a taglio.

#### A.3.3.2. VERIFICA A PRESSOFLESSIONE PER AZIONI NEL PIANO

La modalità di verifica secondo il **D.M. 20.11.1987** è del tutto analoga alla verifica a PressoFlessione prevista dal D.M. 20.11.1987 per l'analisi delle pareti murarie sottoposte alle forze orizzontali dovute al vento.

Si riporta il testo del punto 2.4.2.3.1. del D.M. 20.11.1987, che tratta la verifica dei muri a PressoFlessione, secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite.

“Il momento flettente dovuto all'azione orizzontale di calcolo si combina con il carico verticale agente di calcolo  $N_d$ ; la risultante è una forza  $N_d$  con eccentricità longitudinale  $e$ ,  $b$  riferita al baricentro dell'area della sezione del muro. Tale eccentricità  $e$ ,  $b$  non deve superare il limite indicato dalla seguente espressione:

$$6 e, b / b \leq 2$$

in cui:

$e, b$ : eccentricità longitudinale del carico  $N_d$ ;

$b$ : lunghezza del muro.

Affinché la sezione del muro risulti verificata occorre che il carico verticale agente di calcolo  $N_d$  sia inferiore al carico di rottura del muro in applicazione della seguente espressione:

$$N_d \leq (\Phi_t * \Phi_b * f_d * A)$$

in cui:

$N_d$ : carico verticale agente di calcolo alla base del muro;

$A$ : area della sezione orizzontale del muro al netto delle aperture;

$f_d$ : resistenza a compressione di calcolo del muro;

$\Phi_t$ : coefficiente di riduzione della resistenza in funzione delle eccentricità trasversali (p. 2.2.1.4);

$\Phi_b$ : coefficiente di riduzione delle resistenza (p. 2.4.1.2.1.)”

La verifica agli stati limite viene ricondotta ad una verifica tensionale, nella forma:



$$\sigma = N_d / (\Phi_t * \Phi_b * A) \leq f_d$$

Scegliendo la **Circ.21745 del 30.7.1981**, la verifica consiste nel valutare l'effetto flessionale dell'azione sismica complanare (cioè parallela alla parete), in una delle seguenti due ipotesi:

- (a) Sezione interamente reagente a trazione e a compressione;
- (b) Sezione parzialmente reagente a trazione.

Nel caso (a) si adotta l'ipotesi di comportamento lineare a sezione interamente reagente; le massime tensioni di trazione e di compressione devono essere confrontate con i rispettivi valori di riferimento.

Nel caso (b) si considera la sezione interamente reagente a patto che la massima tensione di trazione non superi la resistenza a trazione: oltre tale valore, la sezione si parzializza; la massima tensione di trazione resta pari alla resistenza a trazione, mentre la massima tensione di compressione deve essere confrontata con la corrispondente resistenza.

[ Per un approfondimento della teoria dello stato di sollecitazione in sezioni sottoposte a sforzo normale eccentrico, applicabile nell'ambito della verifica a pressoflessione complanare secondo la Circ.21745 del 30.7.1981, si rimanda al paragrafo A.4.3.1. ]

Qualunque sia la scelta normativa (Circ.21745 del 30.7.1981 o D.M. 20.11.1987), l'azione orizzontale di calcolo, alla quale corrisponde il momento flettente utilizzato nella verifica a pressoflessione, proviene dalla ripartizione del tagliante sismico di piano, effettuata - a seconda del caso - in base alle rigidezze (**piano rigido**) o in base ai carichi (**piani deformabili**).

Per ogni parete, si possono considerare i risultati (per le due condizioni di carico esaminate e per le due direzioni - tra loro ortogonali - prescelte per la verifica sismica) nella sezione di base.

#### A.3.4. VERIFICA IN FONDAZIONE

Secondo il punto C.9.5.3. del D.M. 16.1.1996, "le verifiche relative alle fondazioni, previste dal D.M. 11.3.1988, vanno eseguite secondo i criteri stabiliti in detto decreto; le azioni sismiche sono calcolate assumendo per il coefficiente  $\beta_2$  il valore  $\beta_2 = 1$ ."

Con tale coefficiente vengono pertanto valutate le forze sismiche utilizzate per la verifica della capacità portante delle fondazioni.

Nello schema di calcolo a Fondazioni Locali, la tensione statica dovuta ai carichi verticali è costante sotto l'impronta della fondazione, e dipende unicamente dal carico trasmesso dalla parete sovrastante; nello schema a Fondazioni Rigide, la tensione è variabile linearmente, secondo il piano di tensione. Le sollecitazioni sismiche in fondazione risultano dalla combinazione delle tensioni statiche e delle tensioni generate dal momento ribaltante prodotto dalla forza sismica complessiva applicata ad una quota corrispondente al baricentro delle forze sismiche agenti ai vari livelli.

In particolare, esistono due direzioni principali dell'azione sismica, che individuano la massima

### A.3. Analisi Sismica

---

inerzia (direzione Csi:  $\xi$ ) e la minima (direzione Eta:  $\eta$ ). Il sisma diretto lungo Csi chiama in causa la minima inerzia (intorno a Eta) e conduce quindi alle massime sollecitazioni in fondazione. Pertanto, il metodo di calcolo consiste nel considerare l'azione sismica agente in direzione Csi (nei due versi: +Csi, -Csi) e nel condurre conseguentemente le verifiche, consistenti nella condizione che la pressione massima di contatto della fondazione di ogni parete sia inferiore alla tensione ammissibile del terreno: quest'ultima viene ricavata dalla Capacità Portante applicando normalmente un coefficiente riduttivo pari a 2.4 (al coefficiente di sicurezza pari a 3, utilizzato in campo statico, è possibile applicare una riduzione del 20%: punto C.9.3.3. del D.M. 16.1.1996).

### A.3.5. METODI SEMPLIFICATI PER LA VERIFICA A TAGLIO

#### A.3.5.1. IL METODO “VeT”

- Se un edificio è sufficientemente regolare, sia in pianta che in elevazione, di modo che non siano da temere influenze sensibile dei fenomeni di torsione;
- se la sua resistenza globale è determinata da meccanismi di rottura per taglio;
- se, infine, le tensioni normali nei setti sono abbastanza uniformi,

allora è possibile adottare un criterio di verifica ancor più semplificato del Metodo Por, il Metodo VeT (Verifica a Taglio). Tale metodo consiste nel confrontare ad ogni piano il taglio globale dovuto all'azione sismica con la resistenza globale fornita dalla somma delle resistenze ultime di tutti i maschi murari paralleli alla direzione del sisma.

In pratica, si ipotizza che non vi siano effetti torsionali (“coincidenza a priori” del baricentro con il centro delle rigidezze) e che tutte le pareti giungano al collasso ‘contemporaneamente’.

Secondo la **Circ.21745 del 30.7.1981**, la tensione tangenziale ultima a taglio per ogni parete è data, come già visto, da:

$$\tau_u = \tau_k \sqrt{1 + \sigma_o / (1.5 \tau_k)}$$

dove:

$\tau_k$  = tensione tangenziale caratteristica in assenza di carichi verticali;

$\sigma_o$  = tensione normale media dovuta ai carichi verticali dovuta ai carichi verticali combinati come al punto B.8.2. del D.M. 16.1.1996.

La resistenza a taglio ultima di ogni singola parete è data da:

$$T_u = A \tau_u$$

essendo A l'area della sezione trasversale della parete stessa.

La verifica consiste, come detto, nel sommare i tagli resistenti ultimi di tutte le pareti reagenti e confrontare tale capacità globale reattiva con il tagliante sismico. Il metodo deve essere applicato nelle direzioni X e Y, per ognuna delle due combinazioni di carico agli Stati Limite esaminate.

### A.3.5.2. IL CALCOLO SEMPLIFICATO DEL COEFFICIENTE “C”

Se il Metodo VeT si considera applicato a edifici regolari, con uniformità di caratteristiche geometriche, meccaniche e di carico, è possibile utilizzare una formulazione semplificata per la valutazione della resistenza dell’edificio. Identificando la resistenza con il massimo coefficiente sismico “C” che l’edificio può sostenere, si ha:

$$C = a_o * \tau_k / ( \beta * \delta * q * N ) * \sqrt{ [ 1 + q * N / ( 1.5 * a_o * \tau_k * ( 1 + \gamma ) ) ] }$$

dove:

A<sub>x</sub> = area totale elementi resistenti in direzione X (somma delle aree delle sezioni trasversali dei maschi murari); A<sub>y</sub> = area totale elementi resistenti in direzione Y; A<sub>x</sub> e A<sub>y</sub> sono valutate escludendo i muri aventi rapporto altezza/lunghezza superiore a 3 (seguendo le indicazioni del punto C.5.2. del D.M. 16.1.1996);

N = numero dei piani al di sopra della quota di verifica;

A = area minima fra A<sub>x</sub> e A<sub>y</sub>;

B = area massima fra A<sub>x</sub> e A<sub>y</sub>;

a<sub>o</sub> = rapporto fra area minima ed area coperta (A<sub>t</sub>);

γ = rapporto tra area massima e area minima (B/A);

τ<sub>k</sub> = resistenza caratteristica a taglio di riferimento;

p<sub>m</sub> = peso specifico delle murature;

p<sub>s</sub> = carico permanente per unità di superficie di solaio;

h = altezza media di interpiano;

q = peso medio per unità di area coperta di un livello = [ (A + B) \* h \* p<sub>m</sub> / A<sub>t</sub> ] + p<sub>s</sub>;

δ = coefficiente che tiene conto della distribuzione delle forze d’inerzia lungo l’altezza dell’edificio:

se N<sub>t</sub> è il numero totale dei piani dell’edificio, si ha:

- N<sub>t</sub> = 1: p.1) δ=1

- N<sub>t</sub> = 2: p.1) δ=1; p.2) δ=1.33

- N<sub>t</sub> = 3: p.1) δ=1; p.2) δ=1.25; p.3) δ=1.5

- N<sub>t</sub> = 4: p.1) δ=1; p.2) δ=1.2; p.3) δ=1.4; p.4) δ=1.6

- N<sub>t</sub> = 5: p.1) δ=1; p.2) δ=1.17; p.3) δ=1.33; p.4) δ=1.5; p.5) δ=1.67

Per comprendere l’origine di questa formulazione, occorre effettuare i seguenti passi.

La forza totale sismica è data (a meno dei coefficienti R,ε,I) da:

$$F_t = \beta C W_t$$

Le forze orizzontali da applicare in corrispondenza del baricentro dei vari piani sono date dalla relazione:

$$F_i = ( W_i * h_i ) / ( \sum_{j=1, \dots, N_t} ( W_j * h_j ) ) * F_t$$

dove h<sub>i</sub> e W<sub>i</sub> sono rispettivamente la quota ed il peso del piano i-esimo.

### A.3. Analisi Sismica

---

La verifica sismica si effettua confrontando la resistenza a taglio  $T_u$  di ogni piano con il tagliante sismico  $R$  del piano, dato dalla somma di tutte le forze sismiche agenti sui piani sovrastanti, esso incluso.

In particolare, uguagliando la resistenza con l'azione sismica, si può calcolare il massimo coefficiente sismico 'C' sopportabile dall'organismo strutturale.

Per l' $m$ -esimo livello ( $1 < m < N_t$ ), la resistenza a taglio vale si ha:

$$T_u = A_m \cdot \tau_{km} \cdot \sqrt{[1 + \sigma_{0m} / (1.5 \cdot \tau_{km})]}$$

dove  $A_m$  è l'area della sezione normale di tutti gli elementi resistenti (nella direzione di minima resistenza),  $\tau_{km}$  è la resistenza tangenziale di riferimento rappresentativa del tipo di muratura,  $\sigma_{0m}$  la tensione normale dovuta ai carichi verticali.

La tensione verticale  $s_{0m}$  può anche esprimersi nella forma:

$$s_{0m} = \sum_{i=m, \dots, N_t} W_j / [A_m \cdot (1 + \gamma_m)]$$

dove  $\gamma_m$  = rapporto, relativo all' $m$ -esimo livello, fra  $B_m$  (area della sezione normale di tutti gli elementi resistenti in direzione ortogonale a quella di minima resistenza), ed  $A_m$ .

Il tagliante di piano relativo all' $m$ -esimo livello vale:

$\sum_{i=m, \dots, N_t} F_i = R_m$ , cioè:

$$\sum_{i=m, \dots, N_t} [(W_i \cdot h_i) / (\sum_{j=1, \dots, N_t} (W_j \cdot h_j))] \cdot F_i = R_m$$

$$\sum_{i=m, \dots, N_t} [(W_i \cdot h_i) / (\sum_{j=1, \dots, N_t} (W_j \cdot h_j))] \cdot \beta \cdot C \cdot W_i = R_m$$

Dall'uguaglianza:  $R_m = T_u$  deriva:

$$C = 1 / [\sum_{i=m, \dots, N_t} [(W_i \cdot h_i) / (\sum_{j=1, \dots, N_t} (W_j \cdot h_j))] \cdot \beta \cdot W_i] \cdot A_m \cdot \tau_{km} \cdot \sqrt{[1 + \sum_{i=m, \dots, N_t} W_j / (A_m \cdot (1 + \gamma_m)) \cdot 1.5 \cdot \tau_{km}]}$$

Questa relazione fornisce, in generale, un valore di  $C$  diverso per ogni livello dell'edificio; essa si semplifica notevolmente nel caso di edifici con una distribuzione di masse uniforme su tutta l'altezza ( $W$  costante per ogni piano) e con altezze di piano tutte uguali.

In tal caso, detti  $W$  ed  $h$  il peso e l'altezza di un interpiano, si ha:

$$F_i = [\beta \cdot C \cdot N_t \cdot W]$$

e quindi:

$$F_i = i \cdot h \cdot W / (h \cdot W \cdot \sum_{j=1, \dots, N_t} j) \cdot [\beta \cdot C \cdot N_t \cdot W] = 2 \cdot i / (N_t + 1) \cdot \beta \cdot C \cdot W$$

La risultante delle azioni sismiche (tagliante di piano) relativa all' $m$ -esimo livello è data da:

$$R_m = \sum_{i=m, \dots, N_t} F_i = N_t \cdot (N_t + 1) - m \cdot (m - 1) / (N_t + 1) \cdot \beta \cdot C \cdot W$$

e quindi, uguagliando  $R_m$  alla resistenza a taglio  $T_u$ , si ha:

$$C = (N_t + 1) / [ N_t * (N_t + 1) - m(m - 1) ] * A_m * \tau_{km} / ( \beta * W ) * \sqrt{ [ 1 + (N_t - m + 1) * W / ( A_m * ( 1 + \gamma_m ) * 1.5 * \tau_{km} ) ] }$$

Si ponga:  $N = (N_t - m + 1)$  è il numero dei piani sopra al livello m-esimo, esso incluso. Si ha:

$$C = (N_t + 1) / [ N_t * (N_t + 1) - m(m - 1) ] * A_m * \tau_{km} / ( \beta * W ) * \sqrt{ [ 1 + N * W / ( A_m * ( 1 + \gamma_m ) * 1.5 * \tau_{km} ) ] }$$

Si pongono ora le seguenti definizioni:

$W = q A_t$ , dove:

$A_t$  = area totale coperta, e  $q$  = peso per unità di area coperta di un livello dell'edificio (somma del peso di un impalcato e delle murature di un interpiano; è un carico permanente) =  $[ (A_m + B_m) * h * p_m / A_t ] + p_s$ ;

$a_o = A_m / A_t$ ;

$\delta = [ N_t * (N_t + 1) - m(m - 1) ] / [ (N_t + 1) * N ]$ .

Si ha:

$$C = A_m * \tau_{km} / ( \beta * \delta * N * W ) * \sqrt{ [ 1 + N * W / ( A_m * ( 1 + \gamma_m ) * 1.5 * \tau_{km} ) ] }$$

$$C = a_o * \tau_{km} / ( \beta * \delta * q * N ) * \sqrt{ [ 1 + N * q / ( a_o * ( 1 + \gamma_m ) * 1.5 * \tau_{km} ) ] }$$

ossia la relazione che si voleva dimostrare, riportata anche a pag. 30 del volume "Criteri di Calcolo - Prov. di Perugia, Servizio Sismico Nazionale" (paragrafo 4.3).

E' importante quindi osservare che questa formula permette il calcolo di  $C$  piano per piano, e si basa sulle seguenti ipotesi:

- peso sismico  $W$  costante a tutti i piani; quindi il prodotto  $(q * A_t)$  si considera uguale a tutti i piani;
- altezza  $h$  uguale per tutti i piani.

Secondo quanto riportato nel testo citato, l'applicabilità di tale verifica in fase di progetto degli interventi è opportuno sia ristretta ai casi in cui siano verificate le seguenti condizioni di regolarità:

- l'edificio non possieda più di due piani in elevazione;
- i maschi murari presentino continuità strutturale in elevazione (mancanza di murature in falso) e siano sottoposti a tensioni normali non molto variabili (scarti compresi entro il 40%);
- l'edificio abbia per ogni piano irregolarità di geometria in pianta di debole entità, definita come distanza massima, secondo le direzioni principali, fra centro delle rigidezze e punto di

### A.3. Analisi Sismica

---

applicazione delle forze sismiche agenti (=baricentro), inferiore  $0.15 \cdot \zeta$  volte la dimensione massima dell'edificio nella direzione ortogonale:

$$e_x / Y < 0.15 \zeta_1, e_y / X < 0.15 \zeta_2,$$

dove:

$e_x, e_y$  = eccentricità secondo X e secondo Y;

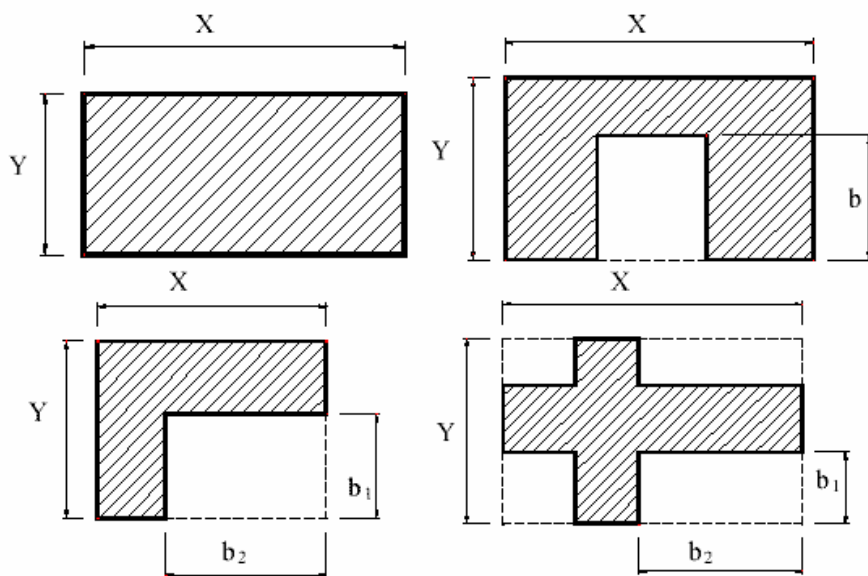
X, Y = dimensioni del rettangolo circoscritto alla pianta dell'edificio;

$\zeta_1$  = coefficiente di riduzione per piante difformi dalla forma rettangolare =  $(Y - b_1) / Y$ ;

$\zeta_2$  = coefficiente di riduzione per piante difformi dalla forma rettangolare =  $(X - b_2) / X$ ;

$b_1$  = massima distanza in direzione ortogonale a X tra pianta dell'edificio e bordo del rettangolo circoscritto;

$b_2$  = massima distanza in direzione ortogonale a Y fra pianta dell'edificio e bordo del rettangolo circoscritto.



**Fig. 4.** Schemi planimetrici di riferimento per la determinazione delle eccentricità massime ammesse per la verifica semplificata (da [12]).

Si osserva che:

- 1) Per costruzioni che hanno forma planimetrica ragionevolmente vicina a quella rettangolare, risulta necessario individuare il rettangolo circoscritto che approssima meglio la pianta dell'edificio.
- 2) Non si deve tenere conto di rientranze lungo il perimetro dell'edificio di dimensioni inferiori al 25% della lunghezza del lato corrispondente.
- 3) I coefficienti di forma  $\zeta_1$  e  $\zeta_2$  tengono conto, tramite una riduzione del rapporto limite fra eccentricità e dimensione massima in direzione ortogonale, del cattivo comportamento di edifici

con pianta ad “L” o che comunque sono caratterizzati da notevoli irregolarità geometriche in pianta. Anche in questo caso occorre individuare il minimo rettangolo che circoscrive l’edificio.

Nel caso in cui ci siano variazioni rilevanti in pianta ed in elevato delle caratteristiche geometriche e meccaniche della muratura (peso specifico, resistenza caratteristica a taglio) e dei carichi verticali, i parametri da utilizzare nel calcolo dovranno essere valutati con un operazione di media ponderata.

Comunque, la verifica a taglio semplificata con l’ausilio dei metodi automatici può facilmente essere eseguita senza riferimento a questa formulazione, ma applicando direttamente il metodo VeT. Nell’ambito del VeT, dal confronto tra forza reattiva globale e tagliante sismico si potrà ricavare il coefficiente C che definisce il dominio di resistenza.

#### **A.3.5.3. IL CALCOLO DEL COEFFICIENTE “C” CONVENZIONALE**

Le relazioni illustrate al paragrafo precedente sono utili anche ai fini del **calcolo del coefficiente C convenzionale**, utilizzato per la definizione della **soglia di vulnerabilità**.

Utilizzando infatti espressioni semplificate, viene effettuata una discriminazione fra gli edifici in modo da individuare, in maniera rapida e attendibile, l’appartenenza a una classe di vulnerabilità; tale operazione viene definita “Verifica della resistenza convenzionale”.

In questo ambito, nell’espressione di C viene escluso il coefficiente  $\beta$ : il C convenzionale viene confrontato con valori di C di riferimento normativi moltiplicati per 2 (anziché per  $\beta=4$ ; si tratta di una verifica appunto ‘convenzionale’ condotta con riferimento a una resistenza pari alla metà di quella richiesta dal calcolo esteso). Quindi, ad esempio, per zone sismiche con  $S=9$  il C convenzionale calcolato si confronta con  $0.07 * 2 = 0.14$ :

$$C_{conv} = a_o * \tau_{km} / (\delta * q * N) * \sqrt{[1 + N * q / (a_o * (1 + \gamma_m) * 1.5 * \tau_{km})]}$$
$$C_{rif} = 0.14$$

o equivalentemente (spostando  $\delta$ ):

$$C_{conv} = a_o * \tau_{km} / (q * N) * \sqrt{[1 + N * q / (a_o * (1 + \gamma_m) * 1.5 * \tau_{km})]}$$
$$C_{rif} = 0.14 * \delta$$

è questa la formulazione riportata nelle schede di calcolo del C convenzionale, prima dell’intervento, per la valutazione della soglia di vulnerabilità inerente la documentazione progettuale per gli interventi di ricostruzione in Umbria e Marche.

In questo paragrafo ci proponiamo di approfondire la formulazione di un corretto “C convenzionale”, il cui calcolo ha assunto particolare importanza in occasione degli interventi di

ricostruzione post-sismica in Umbria e Marche. La metodologia ivi adottata è attualmente considerata valida in generale per una prima valutazione della resistenza degli edifici nelle zone sismiche che, colpite da eventi, siano oggetto di interventi di ripristino o ricostruzione. L'interesse di questo approccio quindi va oltre l'esperienza di Umbria e Marche e del relativo sisma del settembre 1997, ed investe in generale la problematica della definizione di una corretta procedura per una stima 'convenzionale' delle capacità di resistenza antisismiche degli edifici.

In particolare, il valore di  $C_{conv}$  costituisce discriminante per la definizione del grado di vulnerabilità dell'edificio, con importanti conseguenze sulla classificazione dell'edificio. Per comprendere l'origine delle formule utilizzate per il calcolo del  $C$  convenzionale, e successivamente per applicarle in modo corretto, questo paragrafo viene organizzato nel seguente modo:

- a) descrizione della teoria alla base della formulazione di  $C_{conv}$  (verranno ripetuti alcuni passaggi riportati al paragrafo precedente (A.3.5.2.) al fine di meglio evidenziare gli aspetti del calcolo);
- b) indicazioni normative Regionali per la ricostruzione in Umbria e Marche;
- c) considerazioni varie sull'uso delle formule;
- d) applicazioni ai casi reali attraverso il software "PC.M".

#### **a) Descrizione della teoria alla base della formulazione di $C_{conv}$**

I riferimenti bibliografici fondamentali sono due memorie.

1. "Sulla Vulnerabilità Sismica di Edifici in Muratura: un metodo di valutazione", Autori: D.Benedetti, V.Petrini, Riv. "L'Industria delle Costruzioni", n.147, pagg.66-74, 1984.
2. "Normativa Speciale per la Ricostruzione: Aspetti Tecnici", Autori: Giacomo Di Pasquale, Agostino Goretti (Servizio Sismico Nazionale), presentata al Convegno: "Edifici in Muratura in zona sismica: interventi di rafforzamento e ricostruzione", Perugia 27.11.1997, Ancona 28.11.1997.

Ci proponiamo di trovare un'espressione della capacità resistente dell'edificio, identificando il valore del coefficiente sismico che esso è in grado di incassare.

Uguagliando la forza sismica (proporzionale al coefficiente  $C$ ) alla resistenza intrinseca alle azioni orizzontali delle pareti resistenti, è possibile tenere come incognita  $C$  e ricavarne quindi il valore rappresentativo per l'edificio in esame. Più esattamente, sarà ricavato un valore diverso per ogni piano, e la resistenza dell'edificio sarà poi identificata col valore minore.

Le considerazioni fatte equivalgono ad una verifica sismica dell'edificio nella sua direzione di minore resistenza.

Il coefficiente sismico  $C$  calcolato sarà poi identificato con il  $C$  convenzionale, dove per 'convenzionale' si intende appunto aver fatto riferimento ad una via semplificata (quella della sommatoria del contributo di resistenza a taglio delle pareti, senza riferimenti all'eccentricità tra



baricentro e centro delle rigidezze, come dovremmo invece considerare applicando un metodo esatto); inoltre, per il calcolo di C convenzionale, si prescindere dal coefficiente  $\beta$ , come specificato più avanti.

La forza totale sismica è data (a meno dei coefficienti R,  $\epsilon$ , I) da:

$$F_t = \beta C W_t$$

Le forze orizzontali da applicare in corrispondenza del baricentro dei vari piani sono date dalla relazione:

$$F_i = (W_i \cdot h_i) / [\sum_{j=1, \dots, N, t} (W_j \cdot h_j)] \cdot F_t$$

dove  $h_i$  e  $W_i$  sono rispettivamente la quota ed il peso del piano i-esimo.

La verifica sismica si effettua confrontando la resistenza a taglio  $T_u$  di ogni piano con il tagliante sismico R del piano, dato dalla somma di tutte le forze sismiche agenti sui piani sovrastanti, esso incluso.

In particolare, uguagliando la resistenza con l'azione sismica, si può calcolare il massimo coefficiente sismico 'C' sopportabile dall'organismo strutturale.

Per l'm-esimo livello ( $1 < m < N, t$ ), la resistenza a taglio vale si ha:

$$T_u = A_m \cdot \tau_{km} \cdot \sqrt{[1 + \sigma_{0m} / (1.5 \cdot \tau_{km})]}$$

dove  $A_m$  è l'area della sezione normale di tutti gli elementi resistenti (nella direzione di minima resistenza),  $\tau_{km}$  è la resistenza tangenziale di riferimento rappresentativa del tipo di muratura,  $\sigma_{0m}$  la tensione normale dovuta ai carichi verticali.

La tensione verticale  $\sigma_{0m}$  può anche esprimersi nella forma:

$$\sigma_{0m} = \sum_{j=m, \dots, N, t} W_j / [A_m \cdot (1 + \gamma_m)]$$

dove  $\gamma_m$  = rapporto, relativo all'm-esimo livello, fra  $B_m$  (area della sezione normale di tutti gli elementi resistenti in direzione ortogonale a quella di minima resistenza), ed  $A_m$ .

Il tagliante di piano relativo all'm-esimo livello vale:

$$\sum_{i=m, \dots, N, t} F_i = R_m$$

cioè:

$$\sum_{i=m, \dots, N, t} [(W_i \cdot h_i) / (\sum_{j=1, \dots, N, t} (W_j \cdot h_j))] \cdot F_t = R_m$$

### A.3. Analisi Sismica

---

$$\sum_{i=m, \dots, N, t} [ (W_{,i} * h_{,i}) / ( \sum_{j=1, \dots, N, t} (W_{,j} * h_{,j}) ) ] * \beta * C * W_{,t} = R_{,m}$$

Dall'uguaglianza:  $R_{,m} = T_{,u}$  deriva:

$$\blacksquare C = 1 / [ \sum_{i=m, \dots, N, t} [ (W_{,i} * h_{,i}) / ( \sum_{j=1, \dots, N, t} (W_{,j} * h_{,j}) ) ] * \beta * W_{,t} ] * \\ * A_{,m} * \tau_{km} * \sqrt{ [ 1 + \sum_{j=m, \dots, N, t} W_{,j} / ( A_{,m} * ( 1 + \gamma_{,m} ) * 1.5 * \tau_{km} ) ] }$$

A meno del coefficiente  $\beta$  (poiché tale sarà la formulazione utilizzata per il calcolo di  $C$  convenzionale):

$$C = \frac{1}{W_{,t} \sum_{i=1}^{N_t} \left[ \frac{H_{,i} W_{,i}}{\sum_{j=1}^{N_t} H_{,j} W_{,j}} \right]} A_{,m} \tau_{km} \sqrt{ 1 + \frac{\sum_{j=m}^N W_{,j}}{1.5 \tau_{km} A_{,m} (1 + \gamma_{,m})} }$$

**Formula generale** per il calcolo del coefficiente sismico  $C$  (capacità resistente dell'edificio identificata come livello sismico sostenibile)

**Questa relazione fornisce, generalmente, un valore di  $C$  diverso per ogni livello dell'edificio; essa si semplifica notevolmente nel caso di edifici con una distribuzione di masse uniforme su tutta l'altezza ( $W$  costante per ogni piano) e con altezze di piano tutte uguali.** In tal caso, detti  $W$  ed  $h$  il peso e l'altezza di un interpiano, si ha:

per ogni  $j$ :  $W_{,j} = W$  e quindi:  $W_{,t} = N_{,t} * W$   
 $h_{,j} = j * h$

$$F_{,t} = \beta * C * N_{,t} * W$$

e quindi:

$$F_{,i} = i * h * W / ( h * W * \sum_{j=1, \dots, N, t} j ) * [ \beta * C * N_{,t} * W ] = 2 * i / ( N_{,t} + 1 ) * \beta * C * W$$

Ricordiamo i valori delle seguenti sommatorie:  $\sum_{j=1, \dots, n} j = n(n+1)/2$ ;

$$\sum_{j=m, \dots, n} j = \sum_{j=1, \dots, n} j - \sum_{j=1, \dots, m-1} j = [ n(n+1) - (m-1)m ] / 2$$

La risultante delle azioni sismiche (tagliante di piano) relativa all' $m$ -esimo livello è data da:

$$R_{,m} = \sum_{i=m, \dots, N, t} F_{,i} = \\ = \sum_{i=m, \dots, N, t} [ 2 * i / ( N_{,t} + 1 ) * \beta * C * W ] = \\ = [ 2 * \beta * C * W / ( N_{,t} + 1 ) ] * \sum_{i=m, \dots, N, t} i = \\ = [ 2 * \beta * C * W / ( N_{,t} + 1 ) ] * [ N_{,t} * (N_{,t} + 1) - m * (m - 1) ] / 2 = \\ = [ N_{,t} * (N_{,t} + 1) - m * (m - 1) ] / ( N_{,t} + 1 ) * \beta * C * W$$

e quindi, uguagliando  $R_m$  alla resistenza a taglio  $T_u$ , si ha:

$$C = (N_t + 1) / [ N_t * (N_t + 1) - m(m - 1) ] * A_m * \tau_{km} / ( \beta * W ) * \sqrt{ [ 1 + (N_t - m + 1) * W / ( A_m * ( 1 + \gamma_m ) * 1.5 * \tau_{km} ) ] }$$

Si ponga:

$N = (N_t - m + 1)$ , pari al numero dei piani sopra al livello m-esimo, esso incluso.

Si ha:

$$C = (N_t + 1) / [ N_t * (N_t + 1) - m(m - 1) ] * A_m * \tau_{km} / ( \beta * W ) * \sqrt{ [ 1 + N * W / ( A_m * ( 1 + \gamma_m ) * 1.5 * \tau_{km} ) ] }$$

Si pongono ora le seguenti definizioni:

$W = q A_t$ , dove:

$A_t$  = area totale coperta, e  $q$  = peso per unità di area coperta di un livello dell'edificio (somma del peso di un impalcato e delle murature di un interpiano; è un carico permanente) =  $[ (A_m + B_m) * h * p_m / A_t ] + p_s$ ;

$a_o = A_m / A_t$ ;

$\delta = [ N_t * (N_t + 1) - m(m - 1) ] / [ (N_t + 1) * N ]$ , ed è definito come 'coefficiente di maggioranza' in quanto tiene conto della distribuzione delle forze d'inerzia lungo l'altezza dell'edificio: se  $N_t$  è il numero totale dei piani dell'edificio, si ha:

-  $N_t = 1$ : p.1)  $\delta = 1$

-  $N_t = 2$ : p.1)  $\delta = 1$ ; p.2)  $\delta = 1.33$

-  $N_t = 3$ : p.1)  $\delta = 1$ ; p.2)  $\delta = 1.25$ ; p.3)  $\delta = 1.5$

-  $N_t = 4$ : p.1)  $\delta = 1$ ; p.2)  $\delta = 1.2$ ; p.3)  $\delta = 1.4$ ; p.4)  $\delta = 1.6$

-  $N_t = 5$ : p.1)  $\delta = 1$ ; p.2)  $\delta = 1.17$ ; p.3)  $\delta = 1.33$ ; p.4)  $\delta = 1.5$ ; p.5)  $\delta = 1.67$

Si ha:

$$C = A_m * \tau_{km} / ( \beta * \delta * N * W ) * \sqrt{ [ 1 + N * W / ( A_m * ( 1 + \gamma_m ) * 1.5 * \tau_{km} ) ] }$$

$$(\blacksquare) C = a_o * \tau_{km} / ( \beta * \delta * q * N ) * \sqrt{ [ 1 + N * q / ( a_o * ( 1 + \gamma_m ) * 1.5 * \tau_{km} ) ] }$$

A meno del coefficiente  $\beta$  (poiché tale sarà la formulazione utilizzata per il calcolo di  $C$  convenzionale), e tralasciando il pedice 'm':

### A.3. Analisi Sismica

---

$$C = \frac{a_o \tau_k}{\delta q N} \sqrt{1 + \frac{q N}{1,5 a_o \tau_k (1 + \gamma)}}$$

**Formula semplificata** per il calcolo del coefficiente sismico C (capacità resistente dell'edificio identificata come livello sismico sostenibile), adottabile per edifici che possono essere considerati regolari (distribuzione di masse uniforme in elevazione).

La relazione (■ ■) viene utilizzata per le verifiche a taglio semplificate, ed anche per il calcolo di C convenzionale, prescindendo - come già accennato - dal coefficiente  $\beta$ : il C convenzionale viene confrontato con valori di C di riferimento normativi moltiplicati per 2 (anziché per  $\beta=4$ ; si tratta di una verifica appunto 'convenzionale' condotta con riferimento a una resistenza pari alla metà di quella richiesta dal calcolo esteso). Quindi, ad esempio, per zone sismiche con  $S=9$  il C convenzionale calcolato si confronta con  $0.07 * 2 = 0.14$ :

$$C_{conv} = a_o * \tau_{km} / (\delta * q * N) * \sqrt{1 + N * q / (a_o * (1 + \gamma, m) * 1.5 * \tau_{km})}$$
$$C_{rif} = 0.14$$

o equivalentemente (spostando  $\delta$ ):

$$C_{conv} = a_o * \tau_{km} / (q * N) * \sqrt{1 + N * q / (a_o * (1 + \gamma, m) * 1.5 * \tau_{km})}$$
$$C_{rif} = 0.14 * \delta$$

è questa la formulazione riportata nelle schede di calcolo del C convenzionale, prima dell'intervento, per la valutazione della soglia di vulnerabilità inerente la documentazione progettuale per gli interventi di ricostruzione in Umbria e Marche.  
Riassumendo il significato dei simboli:

$A_x$  = area totale elementi resistenti in direzione X (somma delle aree delle sezioni trasversali dei maschi murari);  $A_y$  = area totale elementi resistenti in direzione Y;  $A_x$  e  $A_y$  sono valutate escludendo i muri aventi rapporto altezza/lunghezza superiore a 3 (seguendo le indicazioni del punto C.5.2. del D.M. 16.1.1996);

$N$  = numero dei piani al di sopra della quota di verifica;

$A$  = area minima fra  $A_x$  e  $A_y$ ;

$B$  = area massima fra  $A_x$  e  $A_y$ ;

$a_o$  = rapporto fra area minima ed area coperta ( $A_t$ );

$\gamma$  = rapporto tra area massima e area minima ( $B/A$ );

$\tau_k$  = resistenza caratteristica a taglio di riferimento;

$p_m$  = peso specifico delle murature;

$p_s$  = carico permanente per unità di superficie di solaio;

$h$  = altezza media di interpiano;

$q$  = peso medio per unità di area coperta di un livello =  $[(A + B) * h * p_m / A_t] + p_s$ ;

$\delta$  = coefficiente che tiene conto della distribuzione delle forze d'inerzia lungo l'altezza dell'edificio:

E' chiaro fin da ora che nel caso di edifici regolari (distribuzione di masse uniforme lungo l'altezza dell'edificio), può essere utilizzata la (■ ■), mentre in presenza di irregolarità dovrebbe essere utilizzata la (■) (si intendono, da ora in poi, al netto di  $\beta$ . Ripetiamo che nel calcolo del coefficiente C convenzionale si prescinde, oltre che da R,  $\epsilon$ , I anche da  $\beta$ ).

Come vedremo al punto b), le Istruzioni normative propongono di trattare i casi di irregolarità in elevazione in modo semplificato, attraverso una valutazione idonea del carico 'q' da inserire nella (■ ■).

#### **b) Indicazioni normative Regionali per la ricostruzione in Umbria e Marche.**

Riportiamo qui di seguito le Istruzioni del "Supplemento ordinario n.3 al "Bollettino Ufficiale" - serie generale - n.11 del 24 febbraio 1999" della Regione dell'Umbria relative al calcolo di C convenzionale.

In blu, alcuni nostri commenti e annotazioni non presenti nel testo originario.

Le Istruzioni sulla Scheda 3c sono riportate alle pagine 62-63-64 del Bollettino Ufficiale.

“(...)

#### **SCHEDA 3c**

##### **Calcolo del coefficiente di resistenza convenzionale alle azioni orizzontali Cconv e determinazione della vulnerabilità.**

La scheda, riferita esclusivamente agli edifici in muratura, richiede il calcolo del coefficiente Cconv per ciascun livello strutturale dell'edificio ed il confronto con il corrispondente C $\delta$ .

La vulnerabilità di riferimento (Bassa, Media 1, Media 2, Alta) viene calcolata in base al confronto tra Cconv e C $\delta$  al livello che presenta la condizione peggiore, ed in relazione alla carenze strutturali gravi eventualmente segnalate nella Scheda 3.

Per il calcolo del coefficiente Cconv si riportano di seguito alcune brevi note tecniche (conformi alla metodologia indicata nell'Allegato A alla legge n.61/98) ed una tabella riassuntiva, la quale dovrà essere allegata ai calcoli strutturali in assenza di altri documenti specifici di calcolo.

##### Valutazione semplificata della resistenza convenzionale Cconv alle forze sismiche orizzontali.

La valutazione è effettuata con riferimento alla resistenza a taglio dei maschi murari.

### A.3. Analisi Sismica

---

La resistenza tangenziale di riferimento da utilizzare è riportata nella tabella seguente in funzione della tipologia della muratura.

*Tensione tangenziale di riferimento per il calcolo della resistenza dei maschi murari  
ad azioni nel piano medio della parete*

Tipologia della muratura	Resistenza tangenziale di riferimento $\tau_r$ (KN/m <sup>2</sup> )
Muratura a sacco in pietrame	30 [3]
Muratura in pietrame non squadrato o sbizzato	50 [5]
Muratura in pietrame squadrato e ben organizzato o in blocchi di tufo	80 [8]
Muratura consolidata con iniezioni di miscela cementizia o betoncino armato	110 [11]
Mattoni, blocchi di argilla espansa, blocchi di calcestruzzo, blocchi di laterizio, purché pieni o semipieni ( $\phi \leq 45\%$ ) con malta bastarda	120 [12]
Mattoni, blocchi di argilla espansa, blocchi di calcestruzzo, blocchi di laterizio, purché pieni o semipieni ( $\phi \leq 45\%$ ) con malta cementizia	200 [20]

*I valori tra parentesi quadre sono espressi in t/m<sup>2</sup>*

La resistenza viene valutata al piano terra, inteso come quota di spiccato campagna, o in caso di edificio in pendio, quota del piano a monte. Il calcolo si effettua determinando inizialmente le seguenti grandezze:

a) Numero dei piani al di sopra della quota di verifica	N
b) Area totale coperta	At
c) Area totale elementi resistenti in direzione x	Ax
d) Area totale elementi resistenti in direzione y	Ay
e) Area minima fra Ax e Ay	A
f) Area massima fra Ax e Ay	B
g) Rapporto fra area minima delle murature ed area coperta At	ao
h) Rapporto fra area massima e minima delle murature B/A	$\gamma$
i) Resistenza di riferimento (caratteristica)	$\tau_k$
j) Peso Specifico delle murature	pm
k) Carico permanente per metro quadrato di solaio	ps
l) Altezza media di interpiano	h

Nel caso in cui l'edificio oggetto di verifica sia adiacente ad altri e ne condivida le murature la valutazione dell'area coperta dovrà comprendere non meno del 50% delle aree degli edifici adiacenti comprese fra le murature condivise e il primo elemento strutturale parallelo.

Nel caso in cui i parametri detti siano ragionevolmente uniformi sull'altezza dell'edificio si determina il peso medio per unità di area coperta di un livello dell'edificio utilizzando la formula seguente (1):

$$q = \frac{(A_x + A_y) \cdot h \cdot p_m}{A_t} + p_s$$

La resistenza convenzionale  $C_{conv}$  al livello  $i$ -esimo ( $C_i$ ) assume l'espressione: (2)

$$C_i = \frac{a_0 \tau_k}{qN} \sqrt{1 + \frac{qN}{15a_0 \tau_k (1 + \gamma)}}$$

nella quale  $N$  è il numero di piani sovrastanti quello di riferimento.

**Nel caso in cui ci siano forti variazioni in elevato occorrerà calcolare  $q$  per ogni livello. Adottare un valore medio da inserire nella formula (1) ed effettuare la determinazione di  $C$  nella (2) con valori di riferimento ai valori  $a_0$  e  $\gamma$  propri del livello a cui si effettua la verifica.** Ai piani superiori la verifica della resistenza convenzionale verrà effettuata con riferimento al numero di piani  $N$  sovrastanti quello di verifica e ad un valore di  $C$  incrementato secondo la tabella seguente, ottenuta nell'ipotesi di coefficienti di distribuzione delle forze sismiche di piano lineari sull'altezza.

*Calcolo del coefficiente di maggioranza della resistenza convenzionale  $C$  ai piani superiori a quello di riferimento.*

	numero totale di piani dell'edificio				
piano di verifica	1	2	3	4	5
1	1	1	1	1	1
2	--	1.33	1.25	1.2	1.17
3	--	--	1.5	1.4	1.33
4	--	--	--	1.6	1.5
5	--	--	--	--	1.67

Il testo delle Istruzioni prosegue presentando, a pag.64, il prospetto da utilizzare per il calcolo di  $C_{conv}$ .

### A.3. Analisi Sismica

64 Supplemento ordinario n. 3 al «Bollettino Ufficiale» - serie generale - n. 11 del 24 febbraio 1999

REGIONE DELL'UMBRIA  
GIUNTA REGIONALE

Tabella per il calcolo della resistenza convenzionale C dell'edificio alle forze orizzontali

Piano di verifica #	Numero dei livelli al di sopra della quota di verifica N	Area totale coperta $A_t$ [m <sup>2</sup> ]	Lunghezza totale elementi resistenti in direzione x $L_x$ [m]	Spessore medio degli elementi resistenti in direzione x $S_x$ [m]	Area totale elementi resistenti in direzione x $A_x$ [m <sup>2</sup> ]	Lunghezza totale elementi resistenti in direzione y $L_y$ [m]	Spessore medio degli elementi resistenti in direzione y $S_y$ [m]	Area totale elementi resistenti in direzione y $A_y$ [m <sup>2</sup> ]
1								
2								
3								
4								
5								
...								
Piano di verifica #	Area minima tra $A_x$ e $A_y$ A	Area massima tra $A_x$ e $A_y$ B	Rapporto tra area minima delle murature ed area coperta $A/A_t$ $\alpha$	Rapporto tra area massima e minima delle murature $B/A$ $\gamma$	Resistenza di riferimento (caratteristica) $\tau_k$ [t/m <sup>2</sup> ]	Peso specifico delle murature $\rho_w$ [t/m <sup>3</sup> ]	Carico permanente per metro quadro di solaio $p_s$ [t/m <sup>2</sup> ]	Altezza media di interpiano h [m]
1								
2								
3								
4								
5								
...								
Piano di verifica #	Peso medio per unità di area coperta al livello q [t/m <sup>2</sup> ]	Resistenza convenzionale di calcolo $C_i$	Resistenza di riferimento $C=0,14$ o $C=0,08$	Coefficiente di maggiorazione della resistenza di riferimento $\delta$	Resistenza di riferimento totale $C \times \delta$	VERIFICA VULNERABILITA'		
1				1,00				
2								
3								
4								
5								
...								
Tipologia della muratura					Resistenza tangenziale di riferimento $\tau_k$ [t/m <sup>2</sup> ]	Piano n.° 1 2 3 4 5		
Muratura a sacco in pietrame					3	□□□□□		
Muratura in pietrame non squadrato o sbazzato					5	□□□□□		
Muratura in pietrame squadrato e ben organizzato o in blocchi di tufo					8	□□□□□		
Muratura consolidata con iniezioni di miscela cementizia o betoncino armato					11	□□□□□		
Mattoni, blocchi di argilla espansa, blocchi di calcestruzzo, blocchi di laterizio, purché pieni o semipieni (a <45%), con malta bastarda					12	□□□□□		
Mattoni, blocchi di argilla espansa, blocchi di calcestruzzo, blocchi di laterizio, purché pieni o semipieni (a <45%), con malta cementizia					20	□□□□□		

(...)"

### c) Considerazioni varie sull'uso delle formule.

Al punto b), è evidenziato in grassetto:

"(...) Nel caso in cui ci siano forti variazioni in elevato occorrerà calcolare q per ogni livello. Adottare un valore medio da inserire nella formula (1) ed effettuare la determinazione di C nella (2) con valori di riferimento ai valori  $\alpha_0$  e  $\gamma$  propri del livello a cui si effettua la verifica. (...)"



Occorre considerare che la formulazione della resistenza a taglio che porta alla formula (4.10) è semplificata e quindi per poterla applicare ai casi irregolari, si possono scegliere due vie:

- o si usa direttamente la (4.10), calcolando esattamente il C convenzionale [in tal caso non è possibile riconoscerli singolarmente quei parametri 'schedati' nella tabella riportata al punto b) (ad esempio: q, a<sub>o</sub>, ecc.)];
- o si usa la (4.10) adottando, come suggeriscono le Istruzioni, una opportuna media pesata di 'q'.

La questione non è banale: se infatti la Norma avesse consentito direttamente l'uso della (4.10), non sarebbe stato necessario ricorrere a medie per il calcolo di 'q'.

Dovendo usare la (4.10) per la compilazione della scheda, occorre determinare il criterio più giusto con cui calcolare 'q' come media pesata. Il criterio potrebbe essere scelto in base al fatto che il prodotto:

$$N * q * A_t$$

dove:

N = numero dei piani sovrastanti al livello in esame, esso incluso;

q = carico di riferimento, contenente sia il peso proprio delle pareti sia i carichi permanenti di solaio;

A<sub>t</sub> = area totale coperta del livello in esame

sia uguale all'intero carico sovrastante al piano considerato. Ciò però non è esatto a causa delle diverse quote a cui agiscono i diversi carichi, e questo - com'è noto - altera lo schema delle forze sismiche e quindi del tagliante di piano.

La via scientificamente più corretta consiste nel confrontare la (4.10) e la (4.11): poiché esse devono equivalersi, si assume come variabile 'q' e se ne calcola il valore tale da garantire quell'identità: automaticamente, il significato di 'q' sarà proprio quello di un carico fittizio di riferimento ottenuto secondo la media ponderata ideale, che tiene conto di tutti i fattori in gioco (esatta distribuzione in elevazione delle masse). **In tal modo, si può contemporaneamente: sia rispettare la formulazione 'esatta', sia definire tutte le grandezze necessarie per la compilazione della scheda riportata al punto b).**

Posto C uguale all'effettivo valore di C convenzionale calcolato secondo la (4.11), 'q' viene ricavato risolvendo l'equazione di secondo grado:

$$\alpha_1 q^2 + \alpha_2 q + \alpha_3 = 0$$

dove:

$$\alpha_1 = (N * C / a_o / \tau_k)^2$$

$$\alpha_2 = - N / (1.5 a_o \tau_k (1 + \gamma))$$

$$\alpha_3 = -1$$

Determinato 'q', si ricalcola (per riprova) il C<sub>conv</sub> utilizzando la formula semplificata (4.10) senza il coefficiente δ a denominatore, in modo da poterne confrontare il valore con il prodotto del C di riferimento (=0.14 se S=9) per δ (conformemente a quanto richiesto dalle Norme vigenti).

#### d) Applicazioni ai casi reali attraverso il software “PC.M”.

In una prima istanza, il calcolo di  $C$  convenzionale può essere impostato utilizzando medie pesate per la valutazione dei pesi e delle resistenze  $\tau_k$ , eseguendo però la media pesata sul singolo piano in esame. Questa scelta parte dall'ipotesi di regolarità generale dell'edificio (le disuniformità, cioè, su carichi e materiali sono previste interne al piano, ma costanti fra tutti i piani).

Apparentemente, essa risulta anche ben aderente allo schema di compilazione delle schede, dove ad ogni piano è dedicato un rigo da compilare con i parametri caratteristici del piano e dal quale scaturisce direttamente il calcolo di  $C_{conv}$ . Tale procedura, tuttavia, in caso di irregolarità in elevazione, conduce a risultati approssimati in quanto, eseguendo la compilazione del rigo in modo così diretto si trascura l'indicazione normativa:

*“(...) Nel caso in cui ci siano forti variazioni in elevato occorrerà calcolare  $q$  per ogni livello. Adottare un valore medio da inserire nella formula ed effettuare la determinazione di  $C$  con valori di riferimento ai valori  $a_o$  e  $\gamma$  propri del livello a cui si effettua la verifica. (...)”*  
secondo la quale, quindi, il valore di ‘ $q$ ’ da inserire nella (■ ■) NON coincide con quello proprio del piano in esame, ma deve tenere conto, attraverso il valore ‘medio’, delle irregolarità sovrastanti il piano stesso.

Il calcolo di  $C$  convenzionale può quindi essere perfezionato e reso oggettivo operando nel seguente modo:

- qualunque sia l'edificio, il valore del carico ‘ $q$ ’ utilizzato al singolo piano viene assunto tale da garantire l'uguaglianza di risultato tra la formula semplificata (■ ■) e quella generale (■); questa infatti è da ritenersi l'unica via che assicura la correttezza del calcolo di  $C_{conv}$  a tutti i piani di tutti gli edifici, regolari o meno;
- il valore di  $\tau_k$  viene, come già in precedenza, mediato sulle pareti a diversa resistenza eventualmente presenti nel livello considerato, utilizzando come ‘pesi’ per il calcolo della media ponderata i volumi occupati fisicamente dai diversi materiali;
- per quanto riguarda gli altri parametri ( $a_o$ ,  $N$ ,  $\gamma$ ), questi sono ancora, ovviamente, quelli caratteristici del livello in esame.

Si può considerare che anche le Istruzioni normative siano in questo modo rispettate. Riprendiamo il seguente passo:

*“(...) Nel caso in cui ci siano forti variazioni in elevato occorrerà calcolare  $q$  per ogni livello. Adottare un valore medio da inserire nella formula (1) ed effettuare la determinazione di  $C$  nella (2) con valori di riferimento ai valori  $a_o$  e  $\gamma$  propri del livello a cui si effettua la verifica. (...)”*  
‘Calcolare ‘ $q$ ’ per ogni livello’ significa, in pratica, calcolare  $W$  per ogni livello (ossia il carico sismico formato dai pesi propri delle pareti e dai carichi permanenti dei solai; ricordiamo che nella formulazione di  $C$  convenzionale sono assenti i carichi accidentali - ciò equivale all'analisi della combinazione di carico a minimo carico verticale, generalmente la più gravosa anche come dimostrano le analisi estese degli edifici).  
‘Adottare un valore medio’, poiché non viene ulteriormente specificato il criterio secondo cui eseguire tale media, può essere interpretato come ‘mediare’ con idoneo ‘peso’ il valore di ‘ $q$ ’ (cioè di  $W$ ) ai vari livelli. Ma tra tutte le scelte possibili, ce n'è una sola sicuramente corretta:

quella che adotta un 'q' tale da determinare un 'C' coincidente con quello ottenuto dalla formulazione generale; questa è infatti l'unica via che tenga effettivamente conto delle disuniformità in elevazione coerentemente con l'effettiva distribuzione delle forze sismiche. Peraltro, così operando si toglie opinabilità alla dizione: *'Nel caso in cui ci siano forti variazioni in elevato'*, dove 'forti' dovrebbe essere in qualche modo quantificato. **Agendo come proposto in "PC.M", i risultati sono sempre matematicamente corretti, qualunque sia il grado di irregolarità, e la loro oggettività non può essere discussa** (a parte, ovviamente, le scelte progettuali fatte a priori per la modellazione dell'edificio - ad es. il tipo di materiale, ecc.)

Altre scelte, quali ad esempio il calcolo manuale di 'q':

- eseguendo la media aritmetica (sommatoria dei 'q' dei piani sovrastanti, diviso il numero dei piani stessi - incluso il livello in esame);
- eseguendo la media ponderata dei 'q' dei livelli sovrastanti utilizzando come 'pesi' le aree coperte  $A_i$ ;

pur aderendo apparentemente a quanto riportato nelle Istruzioni normative, non conducono a valori oggettivi di  $C_{convenzionale}$ : esse possono essere ritenute soddisfacenti solo se si accetta la valutazione di  $C_{conv}$  con un grado di approssimazione. Se però si ritiene che l'importanza del calcolo di  $C_{conv}$  - vista la discriminazione che ne può scaturire per la classificazione del grado di vulnerabilità dell'edificio con importanti conseguenze sulle procedure di intervento - sia tale da non permettere margini di approssimazione, occorre necessariamente operare in modo da ottenere gli stessi risultati forniti dalla formula generale (■).

### A.4. ANALISI GLOBALE

Dopo aver illustrato l'organizzazione delle verifiche da svolgere in campo statico e sismico per gli edifici in muratura, in questa sezione A.4. si approfondisce lo studio del comportamento strutturale delle pareti in muratura, ed in particolare dei Metodi Por e PorFlex: l'importanza di questi metodi risiede infatti nella loro applicabilità in uno dei casi più frequenti, ossia l'analisi globale del complesso di pareti resistenti sotto l'ipotesi di piani rigidi.

A partire da considerazioni generali sul comportamento globale dell'edificio in muratura sottoposto a carichi verticali e orizzontali, saranno richiamati anche alcuni concetti fondamentali sul comportamento elasto-plastico delle pareti murarie.

Nell'ambito dell'illustrazione del Metodo PorFlex, sarà svolta una trattazione specifica riguardante lo studio dello stato di sollecitazione in sezioni sottoposte a sforzo normale eccentrico, nell'ipotesi di resistenza a trazione o meno.

#### A.4.1. GENERALITA'

##### A.4.1.1. IMPOSTAZIONE DEL PROBLEMA

Anche se le costruzioni in muratura adottano una delle più antiche tecniche costruttive che si conoscano, lo studio del loro comportamento statico, ma soprattutto di quello sismico, è cosa relativamente recente.

Molti studi vengono tuttora sviluppati in varie direzioni, ciascuno esaminando particolari aspetti; tuttavia su un fatto si può rilevare uniformità di giudizio: è impossibile, almeno allo stato attuale, determinare metodi di tipo generale che siano in grado di studiare la risposta delle strutture in muratura alle sollecitazioni cui sono sottoposte, metodi cioè che siano paragonabili a quelli noti per le strutture, per esempio, in cemento armato o in acciaio.

Per queste ultime infatti, grazie alla buona conoscenza delle caratteristiche meccaniche dei materiali e delle loro proprietà, è in genere praticabile la via del calcolo elastico; inoltre a ciò si unisce la facilità di studio degli schemi tipologici usati, quali ad esempio le strutture intelaiate, costituite da elementi monodimensionali.

Nel caso delle strutture in muratura vi sono due problemi fondamentali: anzitutto il comportamento del materiale.

La muratura può essere considerata come un materiale composto con proprietà diverse da quelle dei componenti: la valutazione delle caratteristiche meccaniche della muratura in base alla conoscenza delle proprietà dei mattoni e della malta non è affidabile, perché i due componenti interagiscono tra loro in modo estremamente complesso (si pensi ad esempio alla irregolarità dei

giunti di malta).

I materiali murari, poi, non seguono la legge di Hooke e devono essere considerati non resistenti a trazione; ulteriore complicazione è la varietà dei componenti (mattoni, pietre, che differiscono tra loro in base alla produzione ed alla disponibilità locale) e delle tecniche costruttive; altra difficoltà è data, per le antiche costruzioni, dalle scarse informazioni sui materiali stessi.

L'altro problema fondamentale è il comportamento strutturale: esso è in genere di tipo tridimensionale e pertanto un procedimento di calcolo rigoroso dovrebbe basarsi su un'analisi della struttura come sistema scatolare di lastre piane, tenendo conto della doppia non linearità di comportamento, quella costitutiva dei materiali (per quanto già detto) e quella geometrica.

Questa via è in pratica impossibile da eseguire a causa della complessità del sistema continuo da tenere in considerazione e della difficoltà di definire correttamente le condizioni al contorno e le caratteristiche di comportamento dei materiali.

Una soluzione proponibile è quella di discretizzare la struttura in elementi finiti, ma anche in questo ambito si incontrano notevoli difficoltà, sia nella scelta del tipo di approccio (si può considerare la muratura come un mezzo continuo da discretizzare senza riferimento ai singoli componenti oppure come un mezzo discontinuo, considerando l'alternanza tra laterizi e malta direttamente nella definizione geometrica dello schema di calcolo in modo che ciascun elemento finito sia composto da un solo componente), sia nel procedimento di calcolo che deve tener conto del formarsi delle lesioni e delle conseguenti cadute di tensione attraverso le stesse.

Attualmente il metodo agli elementi finiti si rivela di ardua applicazione alla struttura nella sua interezza, soprattutto perché, come tutti i metodi assai complessi, presenta, nei casi pratici, notevoli difficoltà operative, col rischio quindi di condurre a focalizzare aspetti troppo particolari senza riuscire a far comprendere bene l'effettivo comportamento strutturale globale.

Nella pratica, pertanto, l'applicazione di questo metodo è soltanto parziale, limitandosi ad analizzare una parte della struttura per la quale si voglia una più esauriente analisi di dettaglio; in tal caso alla sottostruttura così individuata vengono applicate al contorno le sollecitazioni ricavate con procedimenti di calcolo meno sofisticati.

In generale la via più realistica per l'analisi delle strutture murarie è quella di operare delle drastiche semplificazioni negli schemi di funzionamento, seguendo dei procedimenti di calcolo approssimati.

L'utilizzo di schemi di funzionamento che introducono ipotesi spesso lontane dalla complessa situazione reale di questo genere di edifici, rende necessario un giudizio sulla loro affidabilità, evidenziandone i limiti di validità e di conseguenza le loro capacità di avvicinare il reale comportamento della struttura.

#### A.4. Analisi Globale

---

##### A.4.1.2. IL MECCANISMO RESISTENTE

In seguito ci occuperemo in particolare della risposta globale delle costruzioni in muratura alle azioni orizzontali di natura sismica.

Mentre infatti gli effetti dei carichi verticali sono in genere facilmente valutabili per questo tipo di strutture, quelli dovuti alle azioni orizzontali richiedono un'analisi approfondita in quanto di non immediata comprensione.

A differenza di quanto avviene nelle strutture intelaiate, il cui meccanismo resistente alle forze orizzontali è per lo più di tipo flessionale, in quelle in muratura la resistenza si sviluppa prevalentemente in seguito ad un impegno al taglio dei pannelli murari disposti parallelamente alla direzione delle forze.

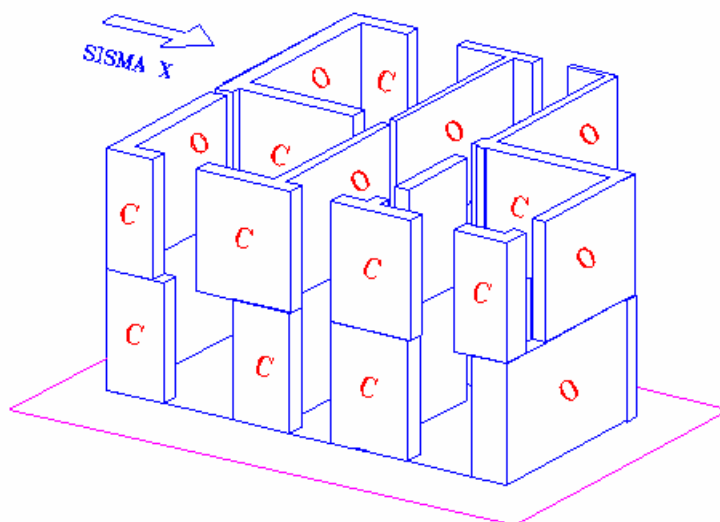
Peraltro assume un ruolo rilevante l'influenza esercitata su questi elementi di controvento dalle pareti ad esso ortogonali.

Si rende quindi necessario verificare che le murature siano in grado di trasmettere tra di loro azioni di collaborazione tali da far assumere all'edificio nel suo complesso un comportamento di tipo scatolare.

Considerando realizzata una buona organizzazione strutturale dell'edificio (per esempio mediante la "cucitura" delle pareti ortogonali con ferri inseriti in fori trivellati eseguiti in corrispondenza degli spigoli), e supponendo quindi che da un punto di vista 'locale' ogni caratteristica di resistenza sia stata valutata e verificata, si potrà svolgere l'analisi globale facendo riferimento alle sole pareti disposte parallelamente alla direzione del sisma.

Le forze orizzontali agenti nel piano di una parete muraria sono dovute, oltre che alla massa della parete stessa, all'azione su di essa trasmessa dai solai e dalle pareti trasversali. Queste azioni sono tanto maggiori quanto più efficaci sono le connessioni fra murature ortogonali e fra pareti e solaio.

In altre parole, nello schema di funzionamento considerato il compito di resistenza alle forze orizzontali è affidato principalmente alle pareti di controvento "C" (figura 5), complanari all'azione orizzontale, tuttavia perché queste possano esplicare il loro compito è necessario che i collegamenti con le pareti ortogonali e col solaio siano in grado di trasferire le forze di loro competenza realizzando così un complesso di tipo scatolare.



**Fig. 5.** Pareti complanari e pareti ortogonali rispetto alla direzione dell'azione sismica.

Questo requisito è fondamentale per un buon comportamento sismico degli edifici in muratura: l'esperienza mostra infatti che in molti casi, in mancanza di una buona organizzazione e legatura complessiva, i danni sono dovuti al crollo delle pareti ortogonali "O", allo sfilamento dei solai e al crollo delle coperture, senza che le pareti "C" abbiano esaurito le loro capacità resistenti.

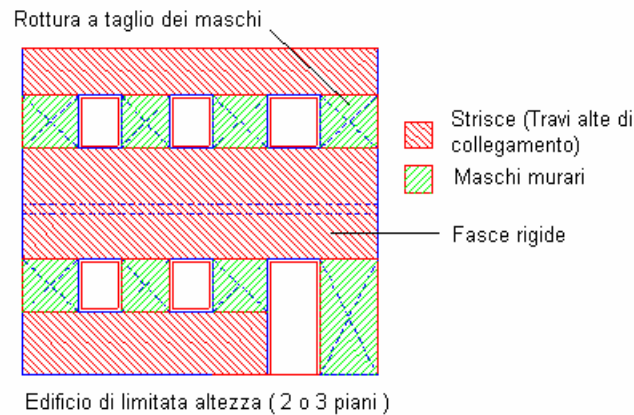
D'altro canto, edifici ben organizzati e realizzati sono sopravvissuti a scosse anche violente riportando danni limitati.

Nelle pareti di controvento gli elementi che prevalentemente caratterizzano il comportamento in termini di resistenza ultima sono quelli verticali compresi fra le aperture (i cosiddetti "maschi").

Come conferma l'osservazione sperimentale, alla fessurazione dei maschi può accompagnarsi la crisi locale degli elementi di sopra o sotto finestra.

La valutazione delle sollecitazioni indotte dalle forze orizzontali avverrà secondo diversi modelli e metodi di calcolo, in funzione delle modalità di collasso prevedibili per le pareti.

Per l'analisi strutturale dell'edificio possono essere presi in considerazione due schemi di comportamento fondamentali, recepiti fra l'altro anche dalla Normativa (punto 3.1.1, Circolare Min. LL.PP. n°21745 del 30 luglio 1981).



**Fig. 6.** Schema di resistenza a Taglio (Metodo Por).

Nel caso di pareti poco snelle (quindi funzionanti prevalentemente a taglio), quali possono generalmente considerarsi quelle di edifici di limitata altezza (2 o 3 piani), e con fasce di piano tra file di aperture contigue e sovrapposte (dette anche ‘travi alte di collegamento’ in quanto costituiscono i traversi che collegano superiormente i maschi murari) molto rigide e di sufficiente resistenza, il collasso si realizza in genere con la rottura a taglio degli elementi murari verticali (maschi).

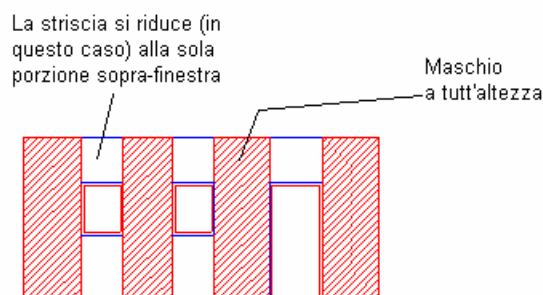
In altri termini, questo schema, prendendo in considerazione la sola possibilità di traslazione rigida tra i piani, riconduce la resistenza della parete essenzialmente alla resistenza a taglio dei maschi, considerati collaboranti tra di loro attraverso le travi alte di collegamento ritenute costantemente attive.

I maschi diventano gli unici elementi da considerare per la verifica della resistenza, ed il metodo di analisi idoneo per questa schematizzazione è il Por, di cui vedremo in seguito la formulazione.

Come illustrato in figura 6, le altezze dei maschi murari sono quelle individuate dalle aperture, e sono dunque inferiori alle altezze di interpiano.

A volte, per semplicità, si fa riferimento allo schema resistente di figura 7, attribuendo a tutti i maschi murari l’altezza di interpiano.





**Fig. 7.** Definizione dei maschi a tutta altezza di interpiano.

Lo schema di figura 7, pur non essendo rigorosamente corretto, si può ritenere dalla parte della sicurezza, in quanto altezza maggiore significa, per il maschio, minore rigidità alla traslazione e quindi, a parità di spostamento dell'edificio, minor forza resistente (o 'forza reattiva') sviluppabile.

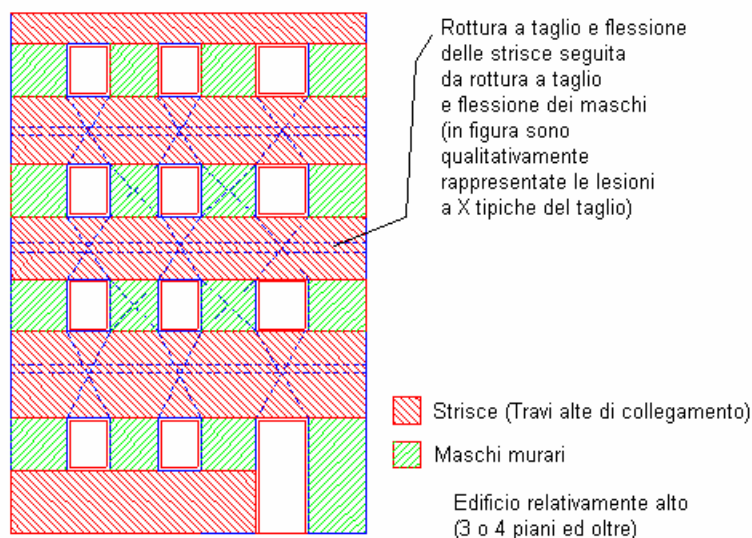
Talvolta si afferma che lo schema di figura 7 si adotta quando gli elementi sottofinestra (parapetti) o i soprafinestra hanno spessore inferiore a quello della muratura adiacente, fatto che si verifica ad esempio con la presenza di sguanci, di cassonetti per rotolanti, in generale di accessori che occupano vani ricavati nella muratura.

Questa affermazione non è in realtà corretta, in quanto con elementi sopra/sotto-finestra snelli la cosiddetta trave alta di collegamento non garantisce più la rigidità richiesta dallo schema di resistenza a taglio, e quindi la schematizzazione adottata dovrebbe essere quella seguente, cioè a flessione e taglio.

Pertanto non appare corretto nemmeno sostenere che rigidità e resistenza delle travi alte di collegamento vengano ad essere incrementate in presenza di solai in c.a. collegati alle murature perimetrali da un cordolo di altezza sufficiente, largo quanto la muratura ed ancorato opportunamente a quest'ultima.

Negli interventi di ristrutturazione si tende a conferire agli impalcati queste caratteristiche di irrigidimento e di collegamento, realizzando cordoli in c.a. non esistenti allo Stato Attuale e prevedendo la sostituzione di solai deformabili o l'irrigidimento con soletta in calcestruzzo di quelli esistenti.

Interventi di questo tipo garantiscono l'infinita rigidità dell'impalcato nel proprio piano (in modo che, tra l'altro, le forze orizzontali vengono ripartite sulle pareti sottostanti in base alla loro rigidità) ma non rendono lecito trascurare la deformabilità a flessione di maschi e travi alte nel proprio piano (cioè il piano della parete) quando questi siano snelli.



**Fig. 8.** Schema di resistenza a flessione e taglio (Metodo PorFlex).

Quando le ipotesi precedenti non sono soddisfatte o per la snellezza delle pareti, come avviene per edifici relativamente alti (4 piani ed oltre), o per l'insufficiente rigidità e/o resistenza delle fasce di piano, il collasso si realizza in genere con una preventiva rottura a taglio delle fasce di piano, seguita da quella dei maschi murari per effetto combinato di flessione e taglio (figura 8).

Oltre ai maschi, per la verifica della resistenza dovranno essere considerati anche gli elementi appartenenti alle travi alte di collegamento; questi elementi sono anche detti: strisce. Il metodo di analisi idoneo per questa schematizzazione è il PorFlex, di cui vedremo in seguito la formulazione.

Il metodo PorFlex è una variante del metodo Por studiata appunto in modo tale da poter considerare, per maschi e strisce oltre agli effetti del taglio anche quelli flessionali.

A questo punto è opportuna una breve considerazione sugli edifici nuovi a muratura portante, per i quali può ragionevolmente essere sconsigliata l'analisi sismica col metodo Por.

Infatti, gli edifici nuovi, soprattutto per le caratteristiche dei materiali impiegati (buona resistenza, peso ridotto), tendono ad essere generalmente strutture snelle più che tozze ed a presentare quindi meccanismi di collasso diversi dalla sola crisi di tipo tagliente.

Il PorFlex può quindi risultare un metodo di analisi idoneo anche per i nuovi edifici in muratura portante.

Nel seguito, approfondiremo anzitutto lo schema di resistenza a taglio (Metodo Por); successivamente sarà analizzato l'altro schema (Metodo PorFlex).

#### A.4.1.3. RESISTENZA A TAGLIO DEI MASCHI MURARI

Nell'ipotesi di validità dello schema di resistenza a taglio, si avrà un funzionamento in parallelo dei singoli maschi, le cui sommità subiranno gli stessi spostamenti orizzontali.

Ne segue che la resistenza orizzontale offerta dai maschi presenti ad un dato livello della parete per un certo valore dello spostamento orizzontale del livello considerato, è fornita dalla somma delle azioni taglienti sui singoli maschi.

Come si è già visto nelle figure 6, 7 la definizione dell'altezza dei maschi può essere risolta in due modi, ad altezza parziale o a tutt'altezza di interpiano. Le formulazioni che saranno sviluppate qui di seguito non dipendono dall'altezza che si decide di attribuire al maschio murario.

Vediamo dunque di determinare la resistenza a taglio di un singolo maschio murario.

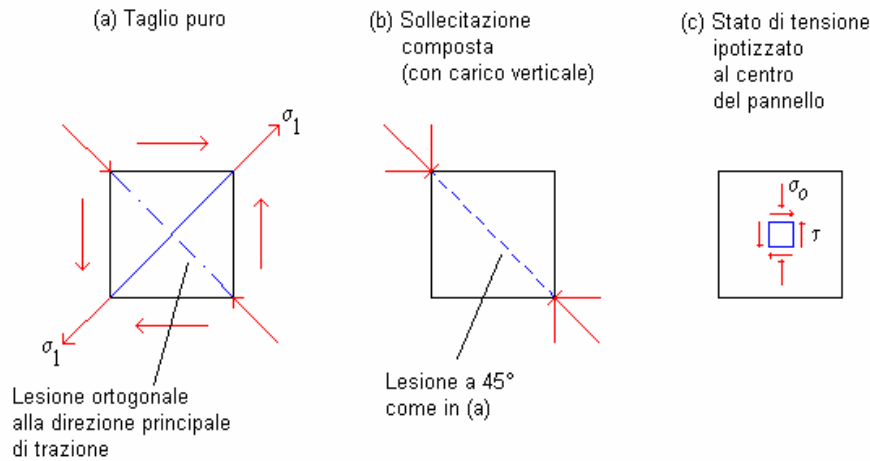
Nel caso di elementi murari non armati la rottura a taglio, di tipo fragile, è caratterizzata dall'apparire di fessure diagonali, tipicamente a  $45^\circ$  dalla direzione della forza tagliente applicata, che normalmente cominciano a manifestarsi nel centro del pannello; il propagarsi e l'ampliarsi di tali lesioni conducono in breve al collasso.

L'apparire della fessurazione diagonale al centro del pannello è considerato conseguenza del superamento della resistenza a trazione del materiale da parte della tensione principale di trazione.

E' bene chiarire che nella realtà lo stato di sforzo al centro del pannello murario che costituisce il maschio è assai complesso a causa della non omogeneità e della elevata anisotropia del materiale.

I vari criteri di calcolo per uso pratico non tengono conto di questi aspetti e si riferiscono ad una situazione ideale di materiale omogeneo ed isotropo determinando, sotto diverse ipotesi, lo stato di sforzo nel centro dell'elemento murario presupponendo un funzionamento elastico fino al manifestarsi della prima lesione diagonale.

Comunque, i risultati così ottenuti sono spesso in buon accordo con la realtà, purché i parametri che descrivono la resistenza a trazione del materiale siano appropriati.



**Fig. 9.** Stato di sforzo in una parete muraria.

Con riferimento alla figura 9, in (a) è rappresentato un elemento soggetto a taglio puro; è noto che le direzioni principali sono a 45°;  $\sigma_1$  è la tensione principale di trazione. Poiché la muratura è un materiale non resistente a trazione, si forma la lesione indicata, ortogonale alla direzione principale di trazione.

Questo è uno stato di tensione ideale; in realtà la sollecitazione è più complessa, in quanto interviene un carico verticale.

La configurazione di riferimento che si può assumere è allora quella rappresentata in (b), dove il sistema di azioni risultanti è lo stesso di (a); risulta quindi ancora una lesione a 45°.

Volendo avvicinarsi ancor più alla situazione reale della parete muraria, occorrerebbe distribuire il carico verticale e tenere conto della ripartizione dell'azione sismica, dei collegamenti e degli attriti fra parete e solai; tuttavia il comportamento effettivo non si discosta sensibilmente da quello che si può studiare nello schema (b).

In questo schema si può ipotizzare al centro del pannello lo stato di sforzo rappresentato in (c).

Nel seguito adotteremo il criterio di Turnsek-Cacovic secondo il quale lo schema delle forze agenti sul pannello e lo stato di sforzo al suo interno sono appunto quelli di figura 9.(c).

In questo criterio si assume che la prima fessurazione diagonale si verifichi allorché la massima tensione principale di trazione  $\sigma_1$  raggiunge il valore della resistenza a trazione del materiale  $\sigma_{tr}$ :

$$(1) \quad \sigma_1 = \sigma_{tr} = -\sigma_0/2 + \sqrt{[(1.5 \tau^2) + \sigma_0^2 / 4]}$$

dove  $\tau$  indica il valore medio degli sforzi tangenziali nella sezione orizzontale (Taglio diviso Area) e  $\sigma_o$  indica la tensione normale sulla sezione orizzontale dovuta ai carichi esterni.

Nella (1) compare ( $1.5 \tau$ ) perché la distribuzione degli sforzi tangenziali nella sezione orizzontale è supposta parabolica, con un valore massimo pari ad 1.5 volte il valore medio nel centro.

Conoscendo  $\sigma_{tr}$ , dalla (1) si ricava, per ogni  $\sigma_o$ , la tensione tangenziale ultima nella muratura:

$$(2) \quad \tau_u = \sigma_{tr} / 1.5 * \sqrt{1 + \sigma_o / \sigma_{tr}}$$

A questo punto indicando con:

$$(3) \quad \tau_k = \sigma_{tr} / 1.5$$

la tensione tangenziale caratteristica di riferimento, si ottiene la relazione:

$$(4) \quad \tau_u = \tau_k * \sqrt{1 + \sigma_o / (1.5 \tau_k)}$$

$\tau_k$  è così detta perché si riferisce al valore ultimo della  $\tau$  per  $\sigma_o = 0$ , in assenza cioè di carichi assiali.

Nel caso di presenza, nella parete in muratura, di tiranti verticali che inducono uno stato di sollecitazione addizionale (precompressione) corrispondente alla tensione normale  $\sigma_{pv}$  e/o di tiranti orizzontali cui analogamente compete la tensione normale  $\sigma_{po}$ , la (4) diviene:

$$(5) \quad \tau_u = \tau_k * \sqrt{1 + (\sigma_o + \sigma_{pv} + \sigma_{po}) / (1.5 \tau_k) + (\sigma_o + \sigma_{pv}) * \sigma_{po} / (2.25 \tau_k^2)}$$

dove risulta chiaro che ogni incremento di tensione normale, precompressione inclusa, produce un aumento della tensione tangenziale ultima cioè un miglioramento della resistenza a taglio.

E' importante fare un'osservazione riguardante il significato di  $\sigma_{tr}$  (o di  $\tau_k$ ). Queste grandezze si riferiscono al comportamento globale dei pannelli in cui si mettono in conto i fenomeni che, nella parete, precedono il collasso per fessurazione diagonale.

Esse non vanno considerate come parametri che descrivono la resistenza a trazione locale del materiale ma come grandezze "caratteristiche" del comportamento a rottura analizzato.

Si deve poi ribadire che il criterio utilizzato per prevedere il comportamento ultimo di un maschio si riferisce ad una conformazione geometrica ed a condizioni al contorno ben diverse da quelle reali; è però vero che l'esperienza in genere conferma il legame fra la  $\tau_u$  e la tensione normale  $\sigma_o$  dovuta alla forza assiale espresso dalla (4).

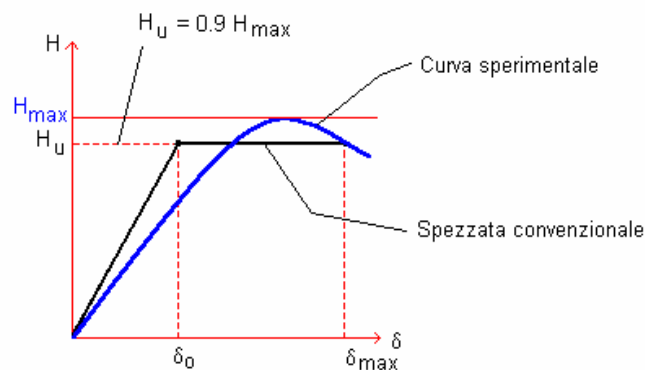
#### A.4. Analisi Globale

---

Le prove che sono state condotte per individuare le caratteristiche meccaniche delle murature si sono servite di apparecchiature dove gli elementi murari risultano ancorati alla macchina di prova in modo tale che le sezioni di estremità siano impediti di ruotare; per ciascun valore del carico verticale (ovvero della tensione  $\sigma_0 = N / A$ ), il pannello è stato sottoposto a spostamenti dinamici, di tipo sinusoidale, con frequenza costante ed ampiezza crescente fino alla rottura del campione.

Per mezzo di dinamometri è stata misurata la forza di taglio, ed in particolare il suo valore ultimo  $H_u$ , legato alla tensione tangenziale ultima dalla relazione:  $H_u = \tau_u A$  ( $H_u$  si indica anche con  $H_{max}$ ).

Le prove dette hanno permesso di determinare la correlazione tra lo sforzo tagliante  $H$  e lo spostamento relativo tra le due basi  $\delta$ . E' stato costruito un diagramma  $H$ - $\delta$  imponendo spostamenti variabili sinusoidalmente nel tempo alla base superiore del maschio e mantenendo la base inferiore fissa, e con riferimento ad un assegnato valore del carico verticale. La forma della curva involucro dei cicli dinamici è riportata in figura 10 ("curva sperimentale"); è importante osservare che a causa delle difficoltà operative connesse con le sperimentazioni dinamiche sono state condotte prove quasi-statiche con cicli di carico alternato che hanno sostanzialmente confermato l'andamento curva  $H$ - $\delta$  di figura 10.



**Fig. 10.** Diagramma  $H$ - $\delta$  sperimentale e convenzionale.

Per introdurre i diagrammi  $H$ - $\delta$  nelle verifiche di resistenza, senza appesantire sensibilmente il procedimento di calcolo, è necessario procedere ad una schematizzazione delle curve reali di comportamento, sostituendole con delle spezzate scelte opportunamente in modo da mantenere quelli che sono i fatti salienti del funzionamento strutturale.

Il procedimento di linearizzazione più semplice e più diffuso, riportato nella figura 10 ("spezzata convenzionale") consiste nel sostituire la curva reale con una bilatera che ha il tratto inclinato

tangente alla curva nell'origine e quello orizzontale ad un ordinata pari al 90% della resistenza massima.

Il tratto inclinato rappresenta il comportamento elastico-lineare ed ha una pendenza pari alla rigidezza all'origine  $K_0$ ; il tratto orizzontale rappresenta il comportamento perfettamente plastico, a livello come già detto  $0.9 H_{max}$ , ed interseca la tangente all'origine in un punto la cui ascissa  $\delta_0$  si assume come spostamento al limite elastico, e la curva sperimentale in un punto la cui ascissa fornisce lo spostamento  $\delta_{max}$  corrispondente alla situazione ultima.

Per caratterizzare le risorse del pannello in fase non lineare si introduce la duttilità " $\mu$ " :

$$(6) \quad \mu = \delta_{max} / \delta_0$$

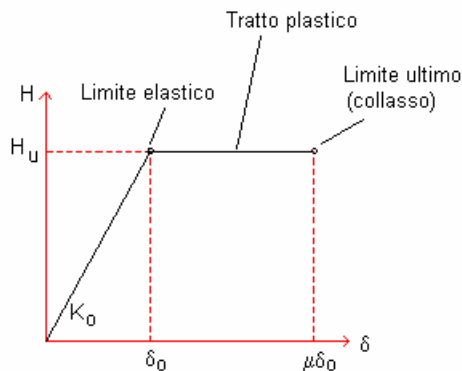
Il valore della resistenza ultima a taglio, con riferimento alla spezzata convenzionale, è dato da:

$$(7) \quad H_u = 0.9 H_{max} = 0.9 * A * \tau_k * \sqrt{1 + \sigma_0 / (1.5 \tau_k)}$$

In questa relazione si è utilizzata la (4); ovviamente in caso di presenza di tiranti verticali e/o orizzontali nell'espressione della resistenza ultima a taglio deve essere introdotta la (5) al posto della (4).

Secondo alcuni Autori, la (7) dovrebbe essere modificata nel caso di parete consolidata con perforazioni armate; riprenderemo questo argomento successivamente, nel paragrafo "Presenza di armatura di consolidazione nelle pareti".

Semplificando la figura 10, il diagramma taglio-spostamento di una parete in muratura è rappresentato in figura 11.



**Fig. 11.** Diagramma taglio-spostamento di parete in muratura.

#### A.4. Analisi Globale

---

In pratica, questo diagramma rappresenta la legge costitutiva elasto-plastica della parete in muratura sottoposta ad una azione orizzontale.

Il limite elastico segna il passaggio dalla fase a quella di plasticità; lo spostamento pari a  $\mu$  volte quello elastico indica invece il collasso della parete.

$\mu$  assume valori normalmente  $\geq 1.5$ , e pari ad 1.5 o 2.0.

Il valore di spostamento  $\delta$  pari a 1.2 volte quello al limite elastico, che si verifica quindi nel tratto compreso fra  $\delta_0$  e  $(\mu\delta_0)$ , si assume convenzionalmente come 'stato di fessurazione' della parete.

Accanto ai parametri  $\tau_k$  e  $\mu$ , dalle analisi sperimentali si desumono i valori dei moduli di elasticità  $G$  ed  $E$ , rispettivamente tangenziale e normale.

Le esperienze effettuate hanno mostrato che, con sufficiente approssimazione, si può assumere che i rapporti  $E/G$  e  $G/\tau_k$  siano costanti e pari a:  $E/G=6$  ;  $G/\tau_k=1100$ ; per cui dalla conoscenza di  $\tau_k$  discende quella di  $G$  e di  $E$ :

$$(8) \quad G = 1100 \tau_k$$

$$(9) \quad E = 6G = 6600 \tau_k$$

Questi valori sono comunque da assumersi in prima approssimazione; sarebbero più opportune valutazioni più precise. Osserviamo che la relazione  $E = 6G$  appare assurda se si ricorda il legame tra  $E$  e  $G$  espresso tramite il coefficiente Poisson  $\nu$ :  $E/G = 2*(1+\nu)$ , dal momento che  $-1 < \nu < 0.5$  e ammettendo anche  $\nu = 0.5$  si ottiene al più  $E = 3G$ .

Pertanto il legame  $E=6G$  esula dalla trattazione in campo elastico, nonostante le schematizzazioni di linearità fatte; si tratta di un legame confermato appunto per via sperimentale e contenente i contributi dovuti alle interazioni fra laterizio e malta.

Sulla scorta di dati resi disponibili da numerose ricerche e prove, si è costruita la tabella in figura 12 (diffusa dalla Circ.Min.LL.PP. n.21745 del 30.7.1981) nella quale sono riportati i valori di  $\tau_k$  relativi a murature non consolidate, a murature consolidate e a murature nuove; per ognuna di queste tre classi i valori di  $\tau_k$  sono forniti in funzione della tipologia.

Accanto ai valori di  $\tau_k$  si trovano quelli della resistenza a compressione  $\sigma_k$ .



TIPI DI MURATURA		$\tau_k$ (t/mq)	$\sigma_k$ (t/mq)	$\mu$
MURATURE NON CONSOLIDATE	Mattioni pieni	12	300	1.5
	Blocchi in laterizio forati	8	250	1.5
	Blocchi in argilla espansa o cls	18	300	1.5
	Muratura in pietra			
	a) Pietrame in cattive condizioni	2	50	1.5
	b) Pietrame grossolanamente squadrato in buone condizioni	7	200	1.5
	c) A sacco in buone condizioni	4	150	1.5
	Blocchi di tufo di buona qualità	10	250	1.5
MURATURE NUOVE	Mattioni 'pieni' con fori circolari	20	500	2.0
	Nuova Muratura antisismica tipo Paraton Blok 30 a.s.	24	500	2.0
MURATURE CONSOLIDATE	Muratura in mattoni o pietra consolidato con 2 lastre in c.a. spessore minimo 3 cm.	18	500	2.0
	Muratura in pietra iniettata	11	300	1.5
	Muratura in pietra o sacco consolidato con 2 lastre in c.a. spessore minimo 3 cm.	11	300	1.5
LIV: 100 t/mq = 10 Kg/cmq = 100 N/cm² = 1 N/mm²				

**Fig. 12.** Valori orientativi delle resistenze caratteristiche a taglio ( $\tau_k$ ) e a compressione ( $\sigma_k$ ) e della duttilità per diversi tipi di muratura

Relativamente alle caratteristiche meccaniche e di resistenza dei vari tipi di muratura, la tabella di figura 12 appare insufficiente a fornire un quadro completo dei vari casi che nella pratica possono presentarsi.

E' compito del progettista scegliere i valori più opportuni delle caratteristiche meccaniche ( $\tau_k$ ,  $\sigma_k$ ) secondo una propria analisi qualitativa tenendo anche come valido riferimento questa tabella.

In generale, anche per le murature che espressamente vi compaiono, i valori di  $\tau_k$  e  $\sigma_k$  sono da considerarsi a titolo orientativo; caso per caso, sarebbe sempre auspicabile la via sperimentale al fine di determinare la resistenza effettiva della muratura considerata.

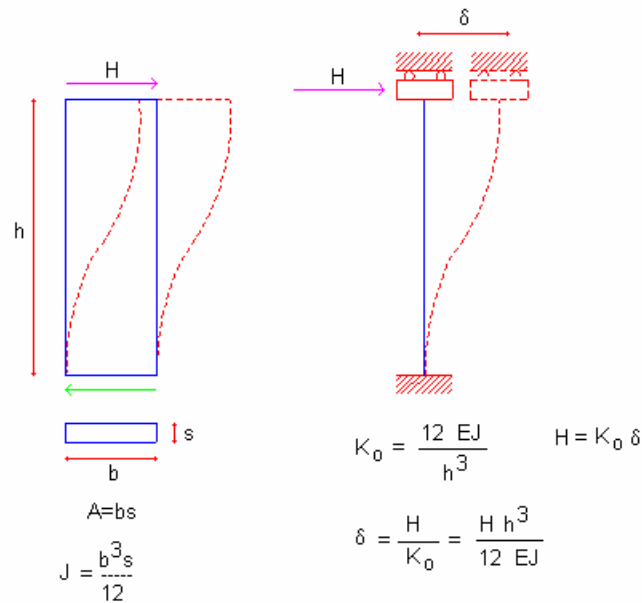
Per quanto riguarda il coefficiente di duttilità  $\mu$  definito dalla (6), i valori sono generalmente compresi fra 1.5 e 2 per murature non armate; possono salire nel caso di murature armate.

Per determinare completamente il comportamento del pannello murario, secondo la schematizzazione a bilatera, occorre conoscere oltre alla forza ultima  $H_u$  (nota, grazie alla (7) da  $A$ ,  $\sigma_0$ ,  $\tau_k$ ) e alla duttilità  $\mu$ , la rigidezza all'origine  $K_0$ .

#### A.4. Analisi Globale

---

Chiaramente essa può essere determinata per via sperimentale sulla base del diagramma H- $\delta$  fornito dalla prova; può altresì essere valutata per via teorica tenendo conto delle deformabilità flessionale e a taglio del pannello.



**Fig. 13.** Valutazione teorica della rigidità del pannello murario.

Con riferimento alla figura 13, supponiamo che la parete si deformi come una trave vincolata al suolo da un incastro e in sommità da un bipendolo (incastro scorrevole); questi vincoli sono coerenti con le schematizzazioni eseguite.

Si ha :  $K_0 = H/\delta$ , dove lo spostamento totale (dovuto in parte alla deformazione flessionale ( $\delta_M$ ) ed in parte a quella a taglio ( $\delta_T$ )) vale:

$$(10) \quad \delta = \delta_M + \delta_T = H h^3 / (12 EJ) + \chi Hh / (GA)$$

dove  $\chi = 1.2$  per la sezione rettangolare. Risulta dunque:

$$(11) \quad K_0 = GA / (1.2 h) * 1 / [1 + 1/1.2 * (G / E) * (h/b)^2]$$

La valutazione teorica di  $K_0$  è possibile dunque non appena si conoscano, accanto ai dati geometrici della parete, il valore di  $G$  e quello del rapporto  $G/E$ ; spesso nei metodi automatici si fa la semplificazione:

$$(12) \quad 1/1.2 * (G / E) = 1 / 6$$

In mancanza di dati sperimentali diretti, dovendo determinare il diagramma di comportamento di un pannello murario, si può allora procedere, note le dimensioni geometriche del pannello stesso e la tensione normale  $\sigma_0$  che vi agisce, ricavando  $\tau_k$  e  $\mu$  dalle rispettive tabelle in funzione del tipo di muratura, e determinando  $H_u$  con la (7) e  $K_0$  con la (11).

Fra le possibili schematizzazioni del diagramma  $H-\delta$ , si è vista, in figura 10, quella più semplice, ossia la bilatera.

Altre schematizzazioni più complesse, ad esempio a trilatera, non vengono in genere adottate in quanto non comportano una sensibile modifica dei risultati dal punto di vista delle verifiche di resistenza e non sono giustificabili nell'ambito di procedimenti di calcolo che, per altri versi, sono largamente approssimati.

#### **A.4.1.4. LA VERIFICA SISMICA DEGLI EDIFICI IN MURATURA**

La resistenza di un edificio alle forze sismiche è legata alla presenza di elementi strutturali in grado di trasferire le azioni delle forze di inerzia al sistema di fondazione.

Negli edifici in muratura compaiono, quali elementi resistenti, le pareti di taglio (maschi murari) (ed eventualmente le strisce, porzioni delle travi alte di collegamento. Per il momento, tuttavia, lasciamole da parte: esse verranno nuovamente considerate nell'ambito della trattazione del metodo PorFlex).

Ciascuna parete si considera costituita da un insieme di maschi murari funzionanti in parallelo, quindi la struttura resistente è fornita dall'insieme di questi elementi.

Gli effetti sismici possono essere valutati mediante analisi statica sottoponendo la struttura resistente ad un sistema di forze orizzontali parallele alla direzione prevista per il sisma.

Le azioni sismiche orizzontali si schematizzano attraverso l'introduzione di due sistemi di forze orizzontali agenti, non contemporaneamente, secondo due direzioni ortogonali di riferimento (gli assi  $XY$ ).

La risultante delle forze orizzontali viene valutata con l'espressione:

$$(13) \quad F = (C R \epsilon \beta I) W_{tot}$$

#### A.4. Analisi Globale

---

essendo:

$C = (S - 2) / 100$  il coefficiente d'intensità sismica come definito dal D.M. 16.1.1996, con  $S$  = grado di sismicità che caratterizza la zona sismica;

$R$  = coefficiente di risposta, che per le strutture in muratura, a causa della loro elevata rigidità e del basso periodo proprio, assume il valore 1;

$\varepsilon$  = coefficiente di fondazione;

$\beta$  = coefficiente di struttura. Secondo la Normativa, per gli interventi di adeguamento delle costruzioni in muratura assume il valore:

$$\beta = \beta_1 * \beta_2,$$

dove:

$\beta_1 = 2$  tiene conto delle caratteristiche di duttilità delle costruzioni in muratura;

$\beta_2 = 2$  tiene conto delle modalità di verifica a rottura.

Il valore  $\beta = 4$  è inoltre prescritto dalla Circ.21745 del 30.7.1981, punto 3.1.1, in accordo quindi con il metodo di verifica sismica, dove si adotta una ipotesi di comportamento elasto-plastico con controllo della duttilità.

In questa stessa Circolare l'espressione della forza sismica totale (13) è data senza i coefficienti  $R$  e  $I$  che invece compaiono nel D.M. 16.1.1996: in questa sede si considera l'espressione più completa, quindi comprendente questi coefficienti;

$I$  = coefficiente di protezione sismica. Per le opere la cui resistenza al sisma sia di importanza primaria per le necessità della protezione civile, deve porsi:  $I=1.4$ . Per le opere che presentano un particolare rischio per le loro caratteristiche d'uso, si pone:  $I=1.2$ . In tutti gli altri casi, si assume  $I=1.0$ ;

$W_{tot}$  = carico totale verticale (peso sismico) dell'edificio tenendo conto dei carichi accidentali, secondo la formula:

$W = G + sQ$ , dove i valori del coefficiente  $s$  sono in base alla Normativa i seguenti:

$s=0.33$  per locali d'abitazione, uffici, coperture, balconi;

$s=0.50$  per locali pubblici suscettibili di affollamento (negozi, ristoranti, caffè, banche, aule scolastiche, caserme, ospedali, ecc.)

$s=1.00$  per locali pubblici suscettibili di grande affollamento (sale per spettacoli, chiese, tribune, ecc.), archivi, magazzini, biblioteche, contenitori, scale, ecc.

Si trascurava definitivamente il coefficiente di risposta  $R=1$ ; per un momento lasciamo da parte anche i coefficienti  $\varepsilon$  e  $I$  (spesso uguali a 1). Per le diverse zone sismiche il prodotto  $\beta C$  vale:

- S = 12 :  $\beta_C = 0.40$
- S = 9 :  $\beta_C = 0.28$
- S = 6 :  $\beta_C = 0.16$

La forza orizzontale sarà applicata a livello di ciascun piano nel baricentro del piano stesso e distribuita tra i vari livelli secondo il coefficiente di distribuzione  $\gamma$  definito al punto C.6.1.1. del D.M. 24-1-1986.

Al livello i-esimo agirà pertanto la forza sismica:

$$(14) \quad F_i = C \varepsilon \beta I \gamma_i W_i$$

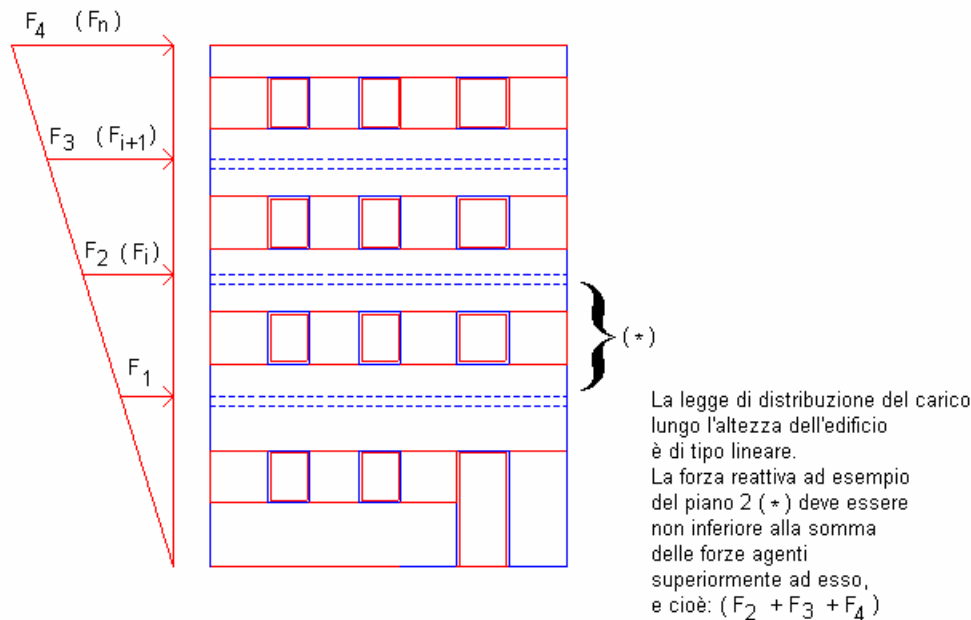
dove:

$$(15) \quad \gamma_i = h_i * \Sigma W / [ \Sigma (W_i h_i) ]$$

essendo  $h_i$  la quota del piano i-esimo rispetto allo spiccatto delle fondazioni.

La verifica sismica va compiuta a tutti i livelli dell'edificio in muratura.

Consideriamo il livello i-esimo: affinché la verifica sismica sia soddisfatta, cioè affinché la resistenza sviluppata al livello i-esimo sia soddisfacente, è necessario che la forza reattiva corrispondente a tale livello, data dalla somma dei contributi di ciascun maschio murario, sia maggiore o uguale alla somma delle forze orizzontali di calcolo determinate nel modo detto, di competenza del livello "i" e di quelli sovrastanti (figura 14).



**Fig. 14.** Forze sismiche agenti sull'edificio.

E' necessario precisare che la verifica sismica degli edifici in muratura non viene condotta in campo elastico.

Infatti, dall'analisi del meccanismo di rottura, evidenziato dagli effetti del sisma sulle costruzioni e confermato dalle indagini sperimentali, si può concludere che una verifica basata sul confronto delle tensioni indotte dal carico sismico con le tensioni ammissibili nel materiale, così come previsto dalla normativa per le strutture intelaiate, non è proponibile.

Non sussistono infatti per il materiale in esame le riserve di resistenza e la duttilità che rendono accettabile tale modo di procedere nella verifica degli edifici intelaiati.

Risultati migliori potranno ottenersi attraverso un'analisi statica non lineare, sotto azioni corrispondenti alle forze dinamiche generate da una accelerazione orizzontale, pari a quella realmente prevedibile.

L'uso di un coefficiente di struttura  $\beta = 4$  dipende proprio dal fatto che la verifica delle strutture viene eseguita con riferimento alla resistenza a rottura delle murature (si confronti tale valore a quello usato per il calcolo delle strutture intelaiate,  $\beta = 1$ , essendo quest'ultimo come già detto,

un calcolo di tipo elastico).

Per percorrere la strada dell'analisi statica non lineare, è necessario definire gli stati limite della struttura muraria e precisare con quali gradi di sicurezza ci si debba garantire dal loro raggiungimento.

Si definisce coefficiente di sicurezza  $\eta'$  il rapporto tra la capacità reattiva del sistema H (cioè la forza orizzontale che il complesso murario è in grado di sviluppare prima di raggiungere la crisi - equivalentemente la si può definire anche come la forza orizzontale che il complesso è in grado di sopportare) e la forza sismica applicata F:

$$(16) \quad \eta' = H / F$$

L'analisi della struttura, come meglio risulterà in seguito dalla descrizione del metodo Por, viene condotta incrementando per passi successivi gli spostamenti di piano e valutando il corrispondente valore della forza reattiva sviluppata dalle pareti resistenti.

Aumentando via via lo spostamento, aumenta (grazie alla rigidità) anche la forza reattiva del complesso murario; dapprima, secondo la legge elastica, successivamente l'aumento è sempre più contenuto a causa del fatto che alcune pareti entrano nella fase plastica, e quindi il diagramma globale di comportamento della struttura H- $\delta$  si appiattisce.

La struttura raggiunge lo 'Stato Limite Elastico' quando per tutte le pareti vale la relazione:

$$(17) \quad \delta \leq \delta_o$$

e per almeno una (la i-esima) si verifica:

$$(18) \quad \delta_i = \delta_{oi}$$

Si indica con  $\delta_{oi}$  lo spostamento al limite elastico.

Lo 'Stato Limite di Fessurazione' è caratterizzato dal manifestarsi di segni di fessurazione su una o più pareti, il che si ritiene convenzionalmente che avvenga per:

$$(19) \quad \delta_i = 1.2 \delta_{oi}$$

Lo 'Stato Limite Ultimo' (denominato anche 'Stato Limite di Rottura') è caratterizzato dal raggiungimento della rottura in una parete (la i-esima) o, eventualmente, in più pareti contemporaneamente e dalla successiva caduta di forza reattiva per mancanza del contributo delle pareti collassate:

$$(20) \quad \delta_i = \mu \delta_{oi}$$

#### A.4. Analisi Globale

---

Si definisce ‘Stato Limite di Collasso Prima Parete’ la configurazione soggetta ad uno spostamento tale che una parete raggiunge il collasso, ma nei passi successivi la struttura nella sua globalità sviluppa una forza reattiva ancora crescente.

In molti casi lo ‘Stato Limite di Collasso Prima Parete’ coincide con lo ‘Stato Limite Ultimo’ in quanto dopo il primo collasso inizia subito la diminuzione di forza resistente.

In corrispondenza di tutti questi Stati Limite si può definire il coefficiente di sicurezza espresso dalla (16).

Secondo la Normativa, la struttura soddisfa la verifica sismica quando il coefficiente di sicurezza, in corrispondenza dello Stato Limite Ultimo, non è inferiore ad 1: ciò significa che l’edificio è in grado di incassare la forza sismica di progetto senza superare il limite di rottura.

$$(21) \quad \eta' \geq 1$$

rappresenta quindi la condizione di sicurezza.

La procedura che illustreremo nel Capitolo seguente, cioè il Metodo Por, dovrà essere applicata in entrambe le direzioni di verifica X e Y e a tutti i piani; quindi, per l’esattezza, la verifica sismica dell’edificio è soddisfatta quando sono soddisfatte tutte le verifiche X e Y a tutti i piani.

Quando il complesso murario sviluppa allo Stato Limite Ultimo una forza reattiva superiore a quella sismica, il coefficiente di sicurezza risulta maggiore di 1.

In tal caso, nella procedura descritta - durante cioè l’aumento dello spostamento di piano che corrispondeva ad aumenti successivi anche della forza reattiva - vi è un passo intermedio in cui la forza reattiva del complesso murario uguaglia quella sismica: si definisce tale stato col nome di ‘Stato Limite di Verifica’, in quanto corrisponde esattamente al soddisfacimento della verifica della struttura.

Evidentemente nei casi in cui allo Stato Limite Ultimo la forza reattiva non raggiunge il valore di quella sismica, non esiste uno Stato Limite di Verifica vero e proprio.

Diversamente dalla Normativa nazionale, la Normativa Regionale della Regione Friuli-Venezia Giulia ha prescritto nel 1977, nel Documento Tecnico n°2 (DT2), che il raggiungimento degli Stati Limite deve essere conseguito con un margine di sicurezza pari a:

10% allo Stato Limite Elastico (quindi il coefficiente di sicurezza deve essere non inferiore a 1.1);

15% allo Stato Limite di Fessurazione (coefficiente  $\geq 1.15$ );

20% allo Stato Limite Ultimo (coefficiente  $\geq 1.20$ ).

Questa stessa Normativa Regionale prevedeva però un diverso metodo di valutazione della forza sismica; riprenderemo tra breve queste considerazioni.

Il coefficiente di sicurezza può anche essere definito come rapporto tra la forza reattiva H



sviluppata dall'insieme delle pareti  $H$  ed il peso sismico  $W$  della struttura fino al piano considerato; indicheremo con  $\eta''$  il coefficiente così definito:

$$(22) \quad \eta'' = H / W$$

Se facciamo in particolare riferimento al piano terreno dell'edificio che stiamo considerando, per esso la forza sismica agente è quella complessiva e quindi vale:  $F = (C \varepsilon \beta I) W$ .

Sostituendo nella (22) alla forza  $H$  il valore della forza sismica, si ottiene il minimo coefficiente accettabile:

$$(23) \quad \eta''(\min) = C \varepsilon \beta I$$

Per la verifica del piano terreno deve dunque aversi:

$$(24) \quad \eta'' = H / W \geq C \varepsilon \beta I$$

relazione che esprime la condizione di sicurezza.

Confrontando le due modalità di espressione del coefficiente di sicurezza, risulta che mentre la (21) è una relazione valida per tutti i piani, la (24) è valida invece soltanto per il piano terreno.

Per determinare l'espressione del coefficiente di sicurezza  $\eta''$  per il generico piano 'i' occorre sostituire ad  $H$  nella (22) il valore della forza sismica agente al piano 'i', dato dalla somma di tutte le forze di progetto agenti ai livelli superiori, 'i' incluso; si ottiene quindi la seguente espressione contenente il coefficiente di distribuzione  $\gamma$ :

$$(25) \quad F_{reattiva} / \sum_{j=1, \dots, n} W_j \geq (C \varepsilon \beta I) * \sum_{j=1, \dots, n} (\gamma_j W_j) / \sum_{j=1, \dots, n} W_j$$

dove le sommatorie sono estese ai piani sovrastanti, piano 'i' incluso, ed essendo 'n' l'ultimo piano dell'edificio. Al piano terreno la (25) si riduce alla (24).

Il coefficiente di sicurezza  $\eta''$  viene talvolta utilizzato al posto di  $\eta'$  (ad esempio, nel Documento Tecnico DT2 della Regione Friuli) in quanto 'intrinseco' alla struttura.

Essendo infatti determinato soltanto dalla forza reattiva e dai pesi, risulta indipendente dal modo con cui si valuta la forza sismica, informazione contenuta invece nel valore di confronto (vedi il  $C \varepsilon \beta I$  nella (24)).

Normalmente, tuttavia, viene preferita la prima forma del coefficiente di sicurezza, espressa dalla (21) avente validità generale.

Il piano dell'edificio posto a più bassa quota (qui si parla del piano terreno, ma se presente si

#### A.4. Analisi Globale

---

tratta del piano interrato) assume particolare importanza in quanto generalmente la verifica significativa (cioè quella più sfavorevole) si ha in corrispondenza di questo piano.

Ciò avviene con certezza nel caso in cui la distribuzione in pianta delle pareti ed il loro spessore siano costanti lungo l'altezza dell'edificio.

Dalla (22) si vede infatti che scendendo lungo i vari piani la forza reattiva  $H$  cresce (dalla (7) risulta che l'aumento del carico, avente effetto stabilizzante, fa crescere  $H$  con la radice quadrata della tensione verticale), ma il peso sismico  $W$  aumenta in maniera maggiore (è infatti direttamente proporzionale al carico) e quindi il coefficiente di sicurezza  $\eta''$  assume valori più bassi, ossia più pericolosi, in corrispondenza del piano terreno.

Tuttavia è molto frequente riscontrare negli edifici in muratura una variazione di distribuzione in pianta e di spessore delle pareti da un piano all'altro.  
Per questo motivo è necessario effettuare la verifica sismica anche per i piani in elevazione, non essendo noto a priori il livello più sfavorevole.

Anche se si è rilevata una diversità di definizione del coefficiente sismico (cioè il coefficiente  $K$  moltiplicatore del peso sismico per ottenere la forza orizzontale, a meno dei coefficienti di distribuzione  $\gamma$ ) tra la Normativa nazionale ed alcune Normative regionali, nel seguito sarà fatto riferimento alla Normativa nazionale, secondo la quale:  
 $K = C \varepsilon \beta I$ .

##### **A.4.1.5. OSSERVAZIONI SULLA DINAMICA DELLE STRUTTURE IN MURATURA E SULLA RAPPRESENTAZIONE STATICA DELLE FORZE SISMICHE**

Il progetto di una struttura antisismica si basa sugli effetti che un eventuale terremoto interessante la zona di ubicazione della struttura stessa può su di essa indurre.

Sono oramai a disposizione registrazioni scientifiche di vari eventi sismici, in particolare sono noti gli accelerogrammi dei terremoti e dunque l'accelerazione massima raggiunta da ciascuno.

Queste però sono indicazioni insufficienti ai fini costruttivi: da esse infatti occorre risalire al comportamento dinamico delle strutture, individuate ognuna tramite il periodo proprio di oscillazione e lo smorzamento.

Si ottengono così gli spettri di risposta, che permettono, per una data struttura, di determinare gli effetti sismici su di essa indotti dal particolare terremoto preso in considerazione.

Si consideri ad esempio un terremoto violento, quale quello del 6 maggio 1976 interessante il Friuli, ponendo in particolare l'attenzione sulla registrazione della scossa principale (componente

E-W) a Tolmezzo.

Dal relativo spettro di risposta in termini di accelerazione, calcolato per fattore di smorzamento pari a 5% e a 10%, si rileva che l'accelerazione massima del terreno ha raggiunto il valore di circa 0.3 g (valore corrispondente a  $T = 0$ ), mentre l'accelerazione spettrale raggiunge il valore g in corrispondenza a  $T = 0.5 - 0.7$  sec per  $\nu = 5\%$  e comunque arriva a 0.7 - 0.8 g per  $\nu = 10\%$ .

Fissiamo in particolare l'attenzione sulle costruzioni in muratura. La maggior parte delle indagini confermano per tali strutture uno smorzamento pari a  $\nu = 10\%$ ; inoltre, le opere murarie, poiché sono dotate di grande rigidità, presentano basso periodo proprio, di regola compreso tra 0.08 e 0.4 secondi, e pertanto vengono a trovarsi in una zona dello spettro che presenta forti amplificazioni.

Con riferimento allo spettro di Tolmezzo, si ricavano accelerazioni strutturali intorno a 0.5 - 0.6 g:

$$(26) \quad a = 0.5 - 0.6 \text{ g}$$

cui corrisponderebbero azioni di progetto pari a:

$$(27) \quad F = M a = (0.5 - 0.6) M g = (0.5 - 0.6) W$$

Operiamo adesso un confronto tra questo valore e quello previsto dalla Normativa, la quale si basa sull'elaborazione dei dati relativi ad un elevato numero di terremoti.

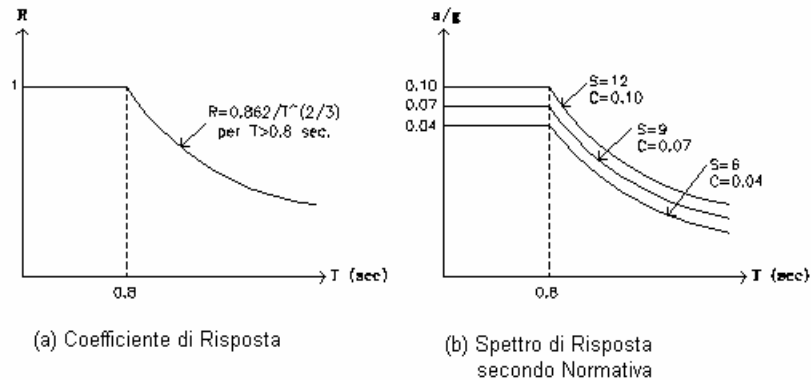
L'accelerazione spettrale è definita da:

$$(28) \quad a = C I R g$$

e tralasciando il coefficiente di protezione sismica, spesso unitario, si ha:  $a = C R g$ , dove R è il coefficiente di risposta, definito da:  $R = 0.862 / T^{2/3}$  per  $T > 0.8$  sec;  $R = 1$  per  $T \leq 0.8$  sec. e rappresentato graficamente nella figura 15.a.

#### A.4. Analisi Globale

---



**Fig. 15.** Coefficiente di risposta e spettro di risposta secondo Normativa.

Pertanto lo spettro di risposta considerato dalla Normativa italiana, che non presenta per ora variazioni in dipendenza dello smorzamento, è rappresentato in figura 15.b per le zone sismiche delle tre zone previste.

Ne segue che l'accelerazione di progetto assume, ad esempio per le zone di prima categoria ( $S=12$ ), il valore massimo (relativo a bassi periodi propri):

$$(29) \quad a = 0.1 \text{ g}$$

Dal confronto tra la (26) e la (29) si vede che il valore proposto dalla Normativa è notevolmente inferiore a quello ricavato dallo spettro di Tolmezzo.

Anche per gli edifici in cemento armato normali si può giungere ad una conclusione di questo genere.

Quanto proposto dalle Norme sembrerebbe dunque inadeguato a rappresentare il fenomeno reale.

Esiste, in realtà, una spiegazione di questo fatto; occorre considerare un aspetto fondamentale del comportamento strutturale: tutti i tipi di edifici, soggetti a sismi violenti, reagiscono in campo elasto-plastico, e per un certo terremoto si sviluppano forze inferiori a quelle relative ad una eventuale struttura indefinitamente elastica. Infatti la plasticizzazione consente l'incremento degli spostamenti sotto sforzo costante.

Per gli edifici in cemento armato, aventi buone caratteristiche di duttilità, è quindi sufficiente considerare azioni sismiche di progetto non troppo intense; in altre parole le Norme accettano che

tali strutture, in occasione dei terremoti più violenti, vengano impegnate in campo plastico.

Si osservi che gli spettri di risposta del tipo in figura 15 non tengono conto di questo aspetto perché si basano sull'ipotesi di comportamento elastico; l'ideale sarebbe quindi costruire spettri di risposta in campo elasto-plastico.

Per quanto riguarda le costruzioni in muratura, queste presentano in genere coefficienti di duttilità assai limitati, e globalmente hanno comportamento più fragile che duttile.

Ne segue che il valore delle forze orizzontali sismiche da mettere in conto diventa elevato, ed effettivamente in questo caso una forza d'inerzia prodotta da un'accelerazione spettrale del tipo (29) risulta insufficiente.

Per tale motivo, viene introdotto in coefficiente moltiplicativo (coefficiente di struttura)  $\beta = 4$ , per cui la forza sismica di progetto vale:

$$(30) \quad F = \beta M a = \beta M C R g$$

e tenendo conto che  $R = 1$  a causa dei bassi valori del periodo proprio:

$$(31) \quad F = \beta C M g = \beta C W$$

ed è questa un'espressione già nota. In particolare in una zona di I categoria:

$$(32) \quad F = 0.4 W$$

e equivalentemente:

$$(33) \quad a = 0.4 g$$

Confrontando la (33) con la (26) (o equivalentemente la (32) con la (27)), si vede che il valore testé ottenuto è paragonabile a quello ricavato dallo spettro di Tolmezzo, lasciando alla duttilità, pur sempre presente anche se piccola, il compito di colmare la differenza.

Nel paragrafo precedente si era affermato che  $\beta$  viene posto uguale a 4 perché la verifica sismica delle strutture in muratura si conduce con riferimento alla resistenza a rottura: questo concorda con le ultime osservazioni fatte.

Difatti, per gli edifici intelaiati in cemento armato (ma anche in acciaio) non sono previsti dalla Normativa incrementi dovuti al coefficiente di struttura (in questi casi  $\beta=1$ ), il che significa progettare la struttura per sismi normali, aventi periodi di ritorno di circa 50 anni, con il metodo delle tensioni ammissibili all'interno del campo elastico, lasciando alle notevoli riserve in campo

#### A.4. Analisi Globale

---

plastico il compito di assorbire sismi più violenti, come quello registrato a Tolmezzo, aventi periodo di ritorno dell'ordine di 500 - 1000 anni.

In altri termini, le massime azioni sismiche che costruzioni di questo genere incasseranno nella loro vita avranno entità simile per sismi più o meno intensi: sono le deformazioni che assorbiranno la maggiore intensità dei sismi più violenti.

Per le strutture in muratura ciò non accade, e le forze sismiche incassate aumentano assieme alla violenza del sisma; quindi occorre considerare azioni di progetto paragonabili a quelle sviluppate da sismi violenti, la cui eccezionalità conduce ad eseguire un calcolo agli stati limite, dal raggiungimento dei quali preserverà un opportuno margine di sicurezza.

Da ciò si deduce che è sostanzialmente equivalente affermare che  $\beta=4$  dipende dall'eseguire un calcolo di tipo non lineare oppure dal riconoscere alle strutture murarie una scarsa duttilità.

Infine, si faccia riferimento al coefficiente di sicurezza nella seconda forma  $\eta''$  (22). Considerare un certo valore minimo di questo coefficiente di sicurezza equivale a progettare una struttura che sia in grado di incassare accelerazioni fino ad almeno quel certo valore moltiplicato per l'accelerazione di gravità  $g$ .

Il risultato che quindi sarà ottenuto, tramite procedimento di calcolo, per il coefficiente di sicurezza  $\eta''$  allo stato limite ultimo di una certa struttura muraria indicherà la massima accelerazione che tale struttura è in grado di sostenere.

#### A.4.2. IL METODO POR

Il Metodo Por è già da tempo noto ai tecnici operanti nel settore; tra l'altro, viene ampiamente descritto (corredato di esempi numerici) in alcune Normative, quali: l'Appendice alla Circ.Min.LL.PP. n.21745 del 30.7.1981; le Direttive tecniche della Regione Umbria; le Raccomandazioni per la riparazione strutturale degli edifici in muratura (DT2) della Regione Friuli-Venezia Giulia.

Data la sua importanza per l'analisi sismica degli edifici esistenti in muratura, si è ritenuto opportuno riportarne in questa sede la formulazione, anche al fine di tenere presenti alcuni concetti fondamentali che saranno ripresi in seguito nella trattazione del Metodo PorFlex.

##### A.4.2.1. LA RESISTENZA DI UN EDIFICIO

Nei paragrafi A.4.1. si è esaminato il comportamento a taglio di una singola parete muraria.

Con il Metodo Por si giunge alla determinazione della resistenza globale di un edificio, piano per piano e indipendentemente nelle direzioni X e Y di riferimento.

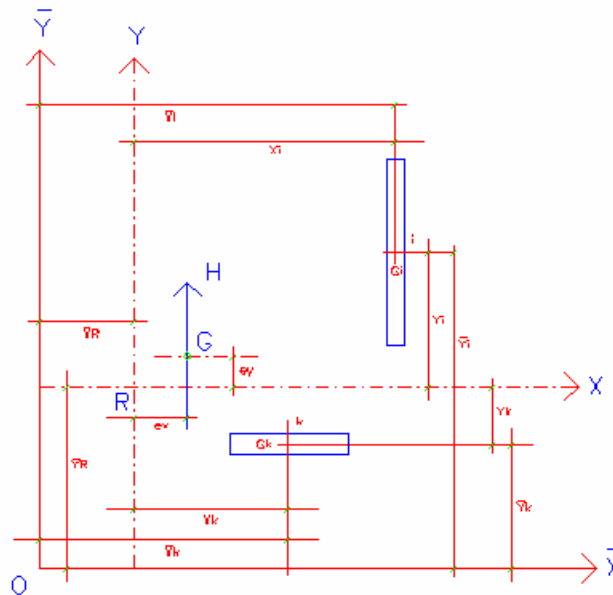
Il generico edificio in muratura nel suo insieme sarà composto da più pareti orientate secondo diverse direzioni.

Si considera il caso più generale in cui dissimmetrie nella distribuzione delle rigidezze diano luogo ad effetti torsionali di pianta, ovvero il caso in cui il centro delle rigidezze R non coincida col baricentro G.

Come ipotesi fondamentale si ammette che le strutture murarie verticali, costituite da pareti di sezione rettangolare costante nell'interpiano, siano interconnesse da orizzontamenti infinitamente rigidi nel proprio piano.

Si suppone inoltre che le pareti siano in grado di reagire solo con forze contenute nel proprio piano medio.

Con riferimento alla figura 16, la struttura muraria si considera costituita da pareti di sezione rettangolare disposte secondo le direzioni ortogonali di riferimento X ed Y.



**Fig. 16.** Schema di calcolo per Metodo Por.

Si indica con i ( $i = 1, 2, 3, \dots, n$ ) il setto generico disposto secondo Y e con k ( $k = 1, 2, 3, \dots, m$ ) il setto

#### A.4. Analisi Globale

---

generico disposto secondo X.

Le coordinate nel centro delle rigidezze nel riferimento XY sono:

$$(34) \quad \begin{aligned} \bar{x}_R &= \sum_{i=1, \dots, n} K_{yi} \bar{x}_i / \sum_{i=1, \dots, n} K_{yi} = \sum_{i=1, \dots, n} K_{yi} \bar{x}_i / K_y \\ \bar{y}_R &= \sum_{k=1, \dots, m} K_{xk} \bar{y}_k / \sum_{k=1, \dots, m} K_{xk} = \sum_{k=1, \dots, m} K_{xk} \bar{y}_k / K_x \end{aligned}$$

dove  $K_x$  e  $K_y$  sono le rigidezze totali di piano alla traslazione in direzione X ed Y.

Determinata la posizione del centro delle rigidezze R, possiamo assumere il sistema di riferimento XY con origine in R.

Una forza H per R, agente in direzione X, produce una traslazione relativa secondo X pari a:

$$(35) \quad \delta x_R = H / K_x$$

ed impegna i setti 'k' con forze:

$$(36) \quad H_{xk} = K_{xk} / K_x * H$$

La stessa forza agente in direzione Y produce una traslazione relativa:

$$(37) \quad \delta y_R = H / K_y$$

ed impegna i setti 'i' con forze:

$$(38) \quad H_{yi} = K_{yi} / K_y * H$$

Un momento torcente di piano  $M_t$  produce rotazione relativa attorno ad R pari a:

$$(39) \quad \theta = M_t / J_R$$

dove:

$$(40) \quad \begin{aligned} J_R &= \sum_{i=1, \dots, n} K_{yi} x_i^2 + \sum_{k=1, \dots, m} K_{xk} y_k^2 = \\ &= \sum_{i=1, \dots, n} K_{yi} \bar{x}_i^2 + \sum_{k=1, \dots, m} K_{xk} \bar{y}_k^2 - \bar{x}_R^2 K_y - \bar{y}_R^2 K_x \end{aligned}$$

è il momento d'inerzia polare delle rigidezze rispetto al centro R. I setti 'i' e 'k' risultano impegnati rispettivamente dalle forze:

$$(41) \quad \begin{aligned} H_{yi} &= K_{yi} * x_i * M_t / J_R \\ H_{xk} &= K_{xk} * y_k * M_t / J_R \end{aligned}$$



Nella verifica sismica si suppone che il sisma agisca in direzione X o in direzione Y, per cui lo spostamento del piano che si considera è individuato da due parametri: la traslazione nella direzione del sisma (X o Y) e la rotazione attorno al centro delle rigidezze R.

La rotazione attorno al centro delle rigidezze dipende dal fatto che l'azione sismica è per sua stessa natura applicata nel baricentro G, e quindi produce una rotazione attorno a R se il baricentro non coincide col centro delle rigidezze.

Supposto che la forza sismica relativa al piano che si considera, di intensità H, abbia direzione Y ed agisca con eccentricità  $e_x$  dal centro delle rigidezze, le forze di taglio che impegnano i setti sono espresse da:

$$(42) \quad \begin{aligned} H_{yi}(y) &= K_{yi} / K_y * H + K_{yi} * x_i * (H * e_x / J_R) \\ H_{xk}(y) &= - K_{xk} * y_k * (H * e_x / J_R) \end{aligned}$$

dove l'indice (y) indica appunto che si sta considerando il sisma in direzione Y.

Definendo i coefficienti di ripartizione:

$$(43) \quad \begin{aligned} \rho_{yi}(y) &= 1 + K_y / J_R * e_x * x_i \\ \rho_{xk}(y) &= - K_y / J_R * e_x * y_k \end{aligned}$$

le (42) assumono la forma:

$$(44) \quad \begin{aligned} H_{yi}(y) &= \rho_{yi}(y) * K_{yi} / K_y * H \\ H_{xk}(y) &= \rho_{xk}(y) * K_{xk} / K_y * H \end{aligned}$$

Le componenti di spostamento in direzione Y e X del baricentro delle pareti 'i' e 'k' sono pari rispettivamente a:

$$(45) \quad \begin{aligned} \delta_{yi}(y) &= \rho_{yi}(y) * H / K_y = \rho_{yi}(y) * \delta_{yR} \\ \delta_{xk}(y) &= \rho_{xk}(y) * H / K_y = \rho_{xk}(y) * \delta_{xR} \end{aligned}$$

Le coordinate del centro di massa M, per il quale agisce la forza sismica H, si possono valutare mediante le relazioni:

$$(46) \quad \begin{aligned} \bar{x}_G &= \Sigma (\sigma_o A \bar{x}) / \Sigma (\sigma_o A) \\ \bar{y}_G &= \Sigma (\sigma_o A \bar{y}) / \Sigma (\sigma_o A) \end{aligned}$$

dove si è indicata con  $\sigma_o$  la tensione normale dovuta ai carichi verticali sulla generica parete e con A la sezione trasversale della stessa (la somma è da estendere a tutte le pareti del complesso murario).

#### A.4. Analisi Globale

---

Risultano anche:

$$(47) \quad \begin{aligned} e_x &= \underline{x}_G - \underline{x}_R \\ e_y &= \underline{y}_G - \underline{y}_R \end{aligned}$$

$$(48) \quad \begin{aligned} x_i &= \underline{x}_i - \underline{x}_R \\ y_i &= \underline{y}_i - \underline{y}_R \end{aligned}$$

Per ciascuna parete, noto il diagramma taglio-spostamento (del tipo di figura 11) è possibile determinare il valore dello spostamento del centro delle rigidezze che la porta al proprio limite elastico.

Utilizzando la (45) ed imponendo che lo spostamento della parete sia quello al limite elastico, si ha infatti:

$$(49) \quad \delta oiy = \rho_{yi}(y) \delta Ri, \text{ da cui: } \delta Ri = \delta oiy / \rho_{yi}(y)$$

valida per le pareti disposte secondo la direzione Y e per la verifica nella stessa direzione, e:

$$(50) \quad \delta Ri = \delta oix / \rho_{xi}(y)$$

per le pareti disposte secondo la direzione X e per la verifica in direzione Y.

Il valore di  $\delta R$  che determina la fine del comportamento elastico dell'intero organismo murario resistente è dato dal minimo tra quelli di tutte le pareti, ognuno così calcolato. Tale stadio è definito: 'Stato Limite Elastico' (SLE). Si ha:

$$(51) \quad \delta R_{SLE} = \min [ | \delta oiy / \rho_{yi}(y) | ; | \delta oix / \rho_{xi}(y) | ] = | \delta oR / \rho R(y) |$$

Ciò significa che la parete 'r' è al limite elastico, mentre ogni altra parete è al di sotto del proprio limite elastico, cioè ancora dentro la fase elastica.

In questa fase, nel calcolo dei coefficienti di ripartizione attraverso le (43) sono entrate in gioco le rigidezze elastiche delle pareti.

La forza reattiva allo Stato Limite Elastico in direzione y è quindi data da:

$$(52) \quad H_{SLE} = \delta R_{SLE} * K_y$$

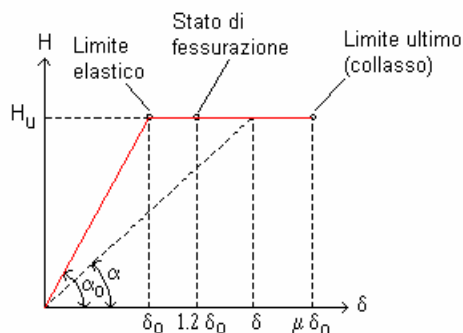
A partire dallo Stato Limite Elastico, si innesca un procedimento passo-passo che consente di determinare le capacità reattive del complesso murario al limite di fessurazione e a quello di rottura.

Infatti, partendo dal valore di  $\delta R$  relativo al limite elastico, si opera per incrementi prefissati di  $\delta R$  (dell'ordine, per esempio, di qualche millimetro), seguendo il comportamento della struttura passo-passo, fino a raggiungere i successivi Stati Limite.

Evidentemente, in tale procedimento è necessario mettere in conto il comportamento plastico di quei pannelli che superano, per effetto dello spostamento  $\delta R$ , il proprio limite elastico: questo è possibile sostituendo alla rigidezza  $K_0$  la rigidezza tangente  $K(\delta)$ , valutata in modo convenzionale come indicato in figura 17, ed espressa dunque da:

$$(53) \quad \begin{aligned} K &= K_0 = \operatorname{tg} \alpha_0 = H_u / \delta_0, \text{ per: } \delta \leq \delta_0 \\ K &= K(\delta) = \operatorname{tg} \alpha = H_u / \delta, \text{ per } \delta_0 < \delta \leq \mu \delta_0 \end{aligned}$$

Oltre il limite elastico la rigidezza di una parete è quindi funzione dello spostamento, mentre la capacità reattiva corrispondente resta costantemente pari ad  $H_u$ .



**Fig. 17.** *Diagramma taglio-spostamento e calcolo della rigidezza.*

Dopo tale sostituzione, la determinazione delle forze e degli spostamenti si effettua, nell'ambito di ciascun passo, utilizzando le relazioni già viste.

Ad ogni passo del procedimento è necessario aggiornare la posizione del centro delle rigidezze  $R$  in relazione ai valori "attuali" delle rigidezze (valutate con la (53)) delle pareti che sono impegnate oltre il limite elastico.

Per una qualsiasi parete, nel corso dei calcoli la tensione normale per carico verticale resta costante.

Al termine del procedimento passo-passo, si ottiene il valore della forza reattiva del complesso

#### A.4. Analisi Globale

---

murario allo Stato Limite Ultimo, valore che deve essere confrontato con la forza sismica di progetto.

Il coefficiente di sicurezza che deriva dal loro rapporto non deve essere inferiore ad 1.

Nell'esposizione del procedimento si è supposto il sisma agente in direzione Y; per la direzione X valgono tutte le espressioni scritte scambiando, ovviamente, Y con X.

L'applicazione del metodo, benché concettualmente semplice, può diventare laboriosa a causa del gran numero di calcoli necessario; risulta pertanto conveniente ricorrere al computer, utilizzando una versione automatizzata del metodo Por.

Ricapitoliamo a questo punto le ipotesi fondamentali del Metodo Por:

- i solai devono essere infinitamente rigidi nel proprio piano, in modo che la forza orizzontale viene ripartita fra le varie pareti in base alla rigidezza
- le pareti resistenti (maschi) seguono una legge taglio-spostamento orizzontale del tipo a bilatera, cioè una legge costitutiva elasto-plastica
- le pareti sono di sezione rettangolare costante nell'interpiano
- le forze sismiche sono applicate solo a livello dei solai
- è consentito eseguire separatamente l'analisi strutturale dei singoli piani.

##### A.4.2.2. ALCUNE OSSERVAZIONI

Il metodo Por è un sistema di calcolo di facile uso ed acquisizione. Per un suo impiego corretto è tuttavia necessario avere ben presenti le ipotesi su cui esso si fonda e quindi i limiti intrinseci delle verifiche condotte per suo tramite.

Il metodo infatti non contiene alcun controllo sulla sicurezza di quegli elementi, oltre i maschi murari resistenti a taglio, sede di possibili collassi come ad esempio:

- la trave alta di collegamento
- la connessione tra pareti ortogonali
- il collegamento dei solai alle pareti
- la possibilità di collasso per crisi flessionale di un maschio snello.

Nell'impiego del Por si assume che sia stato messo in atto ogni provvedimento inteso a salvaguardare tutti gli aspetti critici del funzionamento strutturale.

I risultati delle verifiche  $P_{or}$  e lo stesso valore della resistenza di un dato edificio con esso ottenuta vanno quindi visti come convenzionali. E' però vero che, per tenere conto di tali limitazioni, e per restare dalla parte della sicurezza, il sistema fa riferimento a valori di resistenza al taglio e di duttilità piuttosto bassi.

Questa scelta va letta nell'ottica della necessità di cautelarsi nei confronti dei crolli fuori piano delle pareti ortogonali alla direzione della forza sismica, contenendo gli spostamenti orizzontali dell'edificio nel suo complesso.

Accanto al contributo dovuto alla rigidità delle singole pareti nel proprio piano, sicuramente prevalente, si può anche considerare il contributo trasversale al piano della parete.

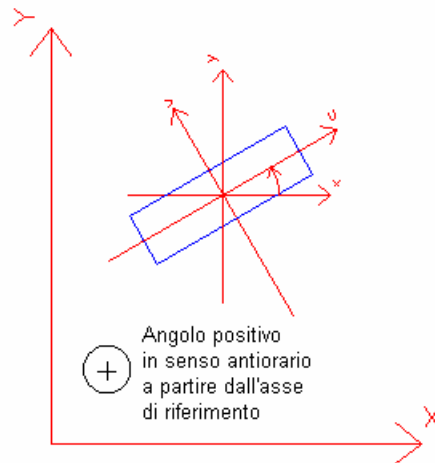
Tale scelta, certamente discutibile sul piano teorico, può essere giustificata dalla necessità di mettere in conto - sia pure in modo largamente approssimato - le risorse della struttura muraria non rappresentate nello schema di calcolo.

Queste risorse sono legate, tra l'altro, al funzionamento scatolare dell'edificio in muratura ed alla presenza di connessioni tra gli elementi verticali e tra questi e le strutture orizzontali.

Tali circostanze possono far discostare anche sensibilmente l'effettivo meccanismo di collasso della schematizzazione, necessariamente semplificata, assunta nel calcolo, cosa che le esperienze su modelli hanno chiaramente evidenziato.

Relativamente all'impostazione del calcolo, alcune considerazioni sono necessarie per le pareti la cui sezione trasversale non risulta orientata secondo una delle due direzioni di riferimento XY.

L'inclinazione in pianta della parete viene rappresentata dall'angolo  $\alpha$ , positivo se in senso antiorario, fra l'asse di riferimento (X o Y a seconda dell'allineamento della parete) ed il corrispondente asse locale della parete (figura 18).



**Fig. 18.** *Rigidezza di pareti inclinate in pianta rispetto agli assi di riferimento XY.*

Pareti orientate secondo le direzioni X e Y, non inclinate rispetto alla direzione corrispondente, hanno  $\alpha = 0$ .

Dette  $K_{uu}$  e  $K_{vv}$  le rigidezze valutate nel riferimento locale principale, si ritiene che la parete intervenga nel calcolo con le rigidezze:

$$(54) \quad \begin{aligned} K_x &= K_u (\cos \alpha)^2 + K_v (\sin \alpha)^2 \\ K_y &= K_v (\cos \alpha)^2 + K_u (\sin \alpha)^2 \end{aligned}$$

Per determinare le (54) si può procedere nel seguente modo. Imprimendo al baricentro della parete uno spostamento  $\delta x$  in direzione x, si ha che nelle direzioni u, v agiscono le forze:

$$(55) \quad \begin{aligned} F_u &= K_u \delta u = K_u \delta x \cos \alpha \\ F_v &= K_v \delta v = K_v \delta x \sin \alpha \end{aligned}$$

pertanto in direzione X si avrà la forza:

$$(56) \quad \begin{aligned} F_x &= F_u \cos \alpha + F_v \sin \alpha = \\ &= K_u \delta x (\cos \alpha)^2 + K_v \delta x (\sin \alpha)^2 = \\ &= \delta x [K_u (\cos \alpha)^2 + K_v (\sin \alpha)^2] \end{aligned}$$

La forza in direzione X è anche espressa da:

$$(57) \quad F_x = K_x \delta x$$

Dal confronto fra la (56) e la (57) segue:

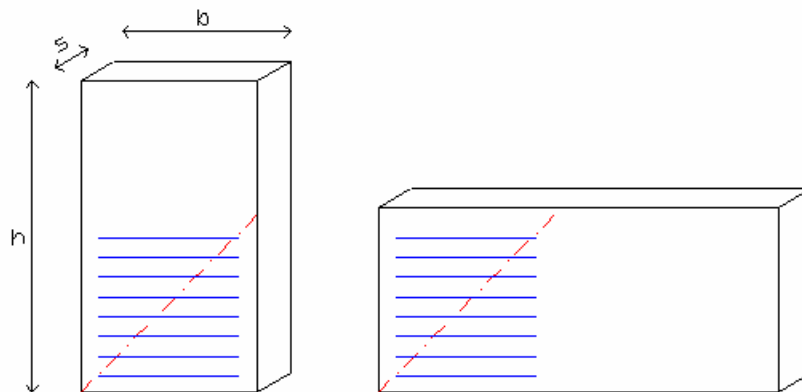
$$(58) \quad K_x = K_u (\cos \alpha)^2 + K_v (\sin \alpha)^2$$

che dimostra la prima delle (54); analogamente si dimostra l'espressione di  $K_y$ , imprimendo uno spostamento  $\delta y$ .

#### A.4.2.3. PRESENZA DI ARMATURA DI CONSOLIDAZIONE NELLE PARETI

Alcune versioni applicative del metodo Por prevedono la presenza eventuale, in alcune pareti, di armatura di consolidazione.

Questo può essere utile quando si eseguano interventi di consolidamento che consistano, fra l'altro, nell'uso di perforazioni armate.



**Fig. 19.** Pareti consolidate con armatura.

Con riferimento alle pareti rappresentate in figura 19, una lesione a  $45^\circ$ , provocata dal comportamento a taglio, incontra un certo numero di ferri e cioè complessivamente un'area  $A_f$ . Di  $A_f$  si può calcolare la percentuale rispetto alla sezione verticale della parete (il dato sulla presenza di armatura viene tradizionalmente inserito sotto forma di questa percentuale di armatura rispetto alla sezione muraria).

L'armatura di consolidazione viene supposta orizzontale in quanto questa è la direzione preferibile secondo cui disporla. Infatti, manifestatasi la lesione diagonale, le due porzioni di

#### A.4. Analisi Globale

---

parete tendono ad allontanarsi per traslazione e quindi l'armatura orizzontale lavora a trazione; un'armatura verticale reagirebbe invece anche a flessione e taglio.

Se  $H_u$  è la forza ultima competente alla parete in muratura, considerata non armata, la presenza dei ferri conduce ad una valutazione della forza ultima pari a:

$$(59) \quad H_u = 0.7/0.9 * H_u + A_f \% (sh) \sigma_y$$

dove:

$A_f \% (sh)$  = area totale di ferro incontrata dalla lesione diagonale;

$\sigma_y$  = tensione di snervamento dell'acciaio utilizzato per la consolidazione.

La (59) è quindi introdotta a correzione della (7).

A nostro avviso, la schematizzazione delle pareti consolidate con perforazioni armate dovrebbe essere supportata da ricerche approfondite sulla resistenza a taglio, ed anche sulla duttilità, manifestate appunto in presenza di armatura.

In questo modo potrebbero essere suggeriti i valori idonei della tensione tangenziale caratteristica  $\tau_k$  e della duttilità  $\mu$  da utilizzare per la determinazione della legge costitutiva della parete muraria, lasciando quindi valida la (7) ed evitando l'uso della (59).

Pertanto, la (59) lascia qualche dubbio dal momento che perforazioni armate regolari e disposte come in figura 19 si possono ritenere più teoriche che pratiche.

In un software applicativo, si può quindi scegliere di non inserire il dato 'percentuale di armatura' ritenendo che il tecnico possa più correttamente valutare l'effetto dell'intervento di consolidamento da lui previsto traducendolo in termini di  $\tau_k$  e  $\mu$ .

La traduzione in parametri  $\tau_k$ ,  $\mu$  dei possibili interventi di consolidamento viene in dettaglio trattata in questo Capitolo, nel paragrafo "Tipi di intervento".

##### A.4.2.4. DIAGRAMMA H- $\delta$

Per descrivere il comportamento del piano i-esimo dell'edificio sottoposto all'azione sismica agente secondo la direzione X o Y, si utilizza il Diagramma forza-spostamento H- $\delta$ .

Questo diagramma viene costruito passo dopo passo nel corso del calcolo Por, riportando in corrispondenza di ogni spostamento orizzontale  $\delta$ , nella direzione del sisma, del baricentro di piano G la forza reattiva H complessivamente sviluppata dall'organismo murario.



Sappiamo che il Por procede per incrementi successivi dello spostamento del centro delle Rigidzze R; per ogni spostamento di R si calcola lo spostamento di G, secondo le relazioni già formulate; in generale lo spostamento di G non coincide con quello di R a causa degli effetti torsionali.

Nei passi che si susseguono durante il procedimento, finché gli spostamenti di ognuna delle pareti resistenti (corrispondenti allo spostamento di R) si trovano in campo elastico, il diagramma complessivo è costituito da una retta che parte dall'origine ed ha pendenza pari alla rigidzza complessiva.

Successivamente, via via che alcune pareti escono dalla fase elastica ed entrano in quella plastica, il diagramma complessivo si appiattisce, fino a mostrare cadute in corrispondenza della crisi finale di alcune pareti.

Non sempre la crisi di alcune pareti segna la fine del procedimento; in altri termini non è detto che lo Stato Limite Ultimo si verifichi in corrispondenza del primo collasso (situazione che definisce, invece, lo Stato Limite di Collasso Prima Parete).

Infatti può darsi che, incrementando ancora gli spostamenti di piano, pur essendo venuto a mancare il contributo di resistenza da parte dei maschi collassati, globalmente la forza reattiva continui a crescere (per esempio, maschi molto più resistenti di quelli collassati potrebbero addirittura essere ancora in fase elastica).

Ad un certo passo, tuttavia, si giungerà sicuramente al termine del procedimento: la forza reattiva cade bruscamente in corrispondenza del collasso dei principali maschi, magari dopo un tratto di stazionarietà (corrispondente ad esempio a tutti i maschi in fase plastica).

Si comprende come il diagramma H- $\delta$  così determinato caratterizzi il comportamento del piano dell'edificio nella direzione di verifica esaminata. Esso può essere rivisto come somma dei contributi dei diagrammi H- $\delta$  delle singole pareti.

Se non vi fossero effetti torsionali, un dato spostamento di R coinciderebbe con lo spostamento di G (perché si avrebbe in tal caso  $R = G$ ) e con lo spostamento del baricentro di tutti i maschi.

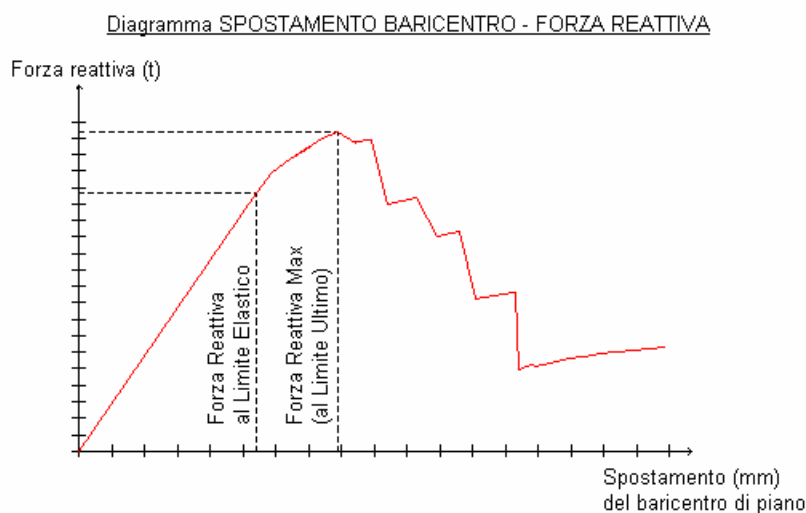
Per costruire il diagramma H- $\delta$  sarebbe quindi sufficiente riportare sul piano cartesiano tutti i diagrammi delle singole pareti e sommarne i contributi, dal momento che lo spostamento particolare coinciderebbe per tutte le pareti.

A causa degli effetti torsionali dovuti all'organizzazione in pianta dell'organismo murario, che sono quasi sempre presenti e che comunque per generalità dobbiamo considerare, la costruzione del diagramma H- $\delta$  non è immediata e deve essere appunto determinata per punti; ogni punto corrisponde ad un passo del calcolo Por.

#### A.4. Analisi Globale

---

Nella figura seguente vengono riportate le caratteristiche descritte del diagramma H- $\delta$ .



**Fig. 20.** *Diagramma H- $\delta$*

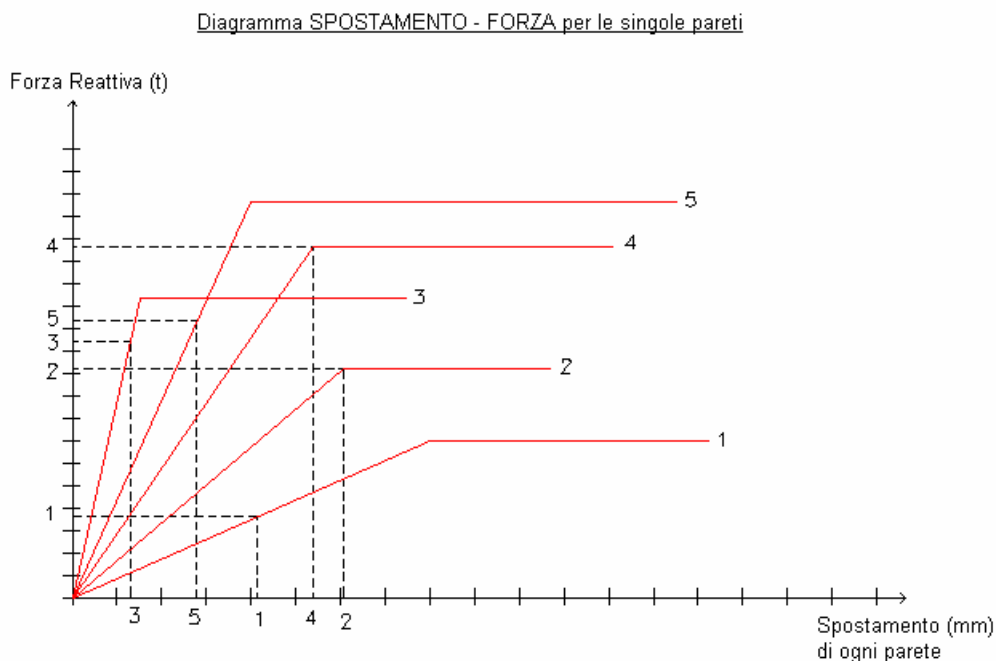
Esiste anche un'altra rappresentazione sotto forma di grafico forza-spostamento atta a descrivere il comportamento dell'insieme delle pareti resistenti, sempre con riferimento ad un certo piano dell'edificio e ad una certa direzione del sisma (X o Y).

Questo diagramma viene posto in evidenza anche nella Documentazione tecnica DT2 della Regione Friuli-Venezia Giulia.

In pratica, si riportano tutti i diagrammi H- $\delta$  delle singole pareti. Ad un certo passo del calcolo, note le forze reattive competenti a ciascuna parete, si entra nell'asse delle ordinate con questi valori e si determina, sull'asse delle ascisse, il corrispondente spostamento.

Sommando le forze di tutte le pareti, si ha ovviamente la forza reattiva globalmente sviluppata dal complesso murario a quel passo del procedimento.

Facendo coincidere questo passo con quello che individua lo Stato Limite Ultimo, si può in questo modo 'fotografare' il comportamento dell'insieme murario in corrispondenza di questa situazione notevole.



**Fig. 21.** *Secondo tipo di diagramma.*

Si può ritenere limitata l'utilità di questo diagramma.

Esso infatti ha il difetto di essere diverso (perché diverse sono le forze competenti alle pareti) ad ogni passo del procedimento; inoltre se vi sono molti maschi murari da prendere in considerazione il grafico si complica notevolmente a causa delle troppe linee presenti.

Appare quindi più significativo il primo tipo di diagramma forza-spostamento (figura 20), effettivamente capace di fornire una descrizione globale del comportamento strutturale; è questo il diagramma H- $\delta$  che viene elaborato all'interno del software PC. M.

#### **A.4.2.5. LA METODOLOGIA DEL POR A CONFRONTO CON ALTRI PROCEDIMENTI DI ANALISI STRUTTURALE**

La formulazione del Metodo Por si presenta diversa rispetto ad altre metodologie di calcolo di uso consueto nell'analisi delle strutture.

Riferiamoci ad esempio alle strutture intelaiate in c.a. o in acciaio, in zona sismica. Questo calcolo viene normalmente eseguito applicando le forze orizzontali di progetto (oltre ovviamente

#### A.4. Analisi Globale

---

ai carichi verticali) e determinando le sollecitazioni significative nelle sezioni di travi e pilastri che vengono poi verificate alle tensioni ammissibili.

Il problema viene così risolto grazie al legame elastico fra forze e spostamenti/tensioni, in virtù del quale la rigidità ha valore costante indipendente dagli spostamenti e dalle sollecitazioni. La verifica avviene in fase elastica sotto l'azione di forze corrispondenti a stati di esercizio effettivi, per cui non è necessaria alcuna 'amplificazione' dei coefficienti sismici.

Nel Metodo Por, invece, si procede in un certo senso alla rovescia. Infatti, dovendo considerare una legge costitutiva elasto-plastica, quindi con rigidità che dipende dallo stato di sollecitazione dell'elemento strutturale, si considerano incrementi successivi di spostamento di piano dell'organismo strutturale; ad ogni parete compete un proprio spostamento (dipendente dalla configurazione geometrica che può anche generare effetti torsionali); utilizzando la legge costitutiva si determina il valore della forza corrispondente.

Ad ogni valore successivo di spostamento di piano (in aumento) si può quindi, sommando il valore di tutte le forze competenti alle singole pareti, determinare la forza complessivamente sviluppata.

L'incremento di spostamento ad un certo punto termina perché qualche parete raggiunge il collasso; a questo stadio terminale corrisponde quella che viene chiamata "forza reattiva" di piano. Confrontando la forza reattiva con quella sismica di progetto si determina se la struttura è o meno verificata.

Evidentemente il valore della forza sismica deve essere amplificato per considerare il raggiungimento di una situazione di 'rottura'; per questo il coefficiente di struttura  $\beta$  viene assunto pari a 4.

Possiamo quindi affermare che la differenza sostanziale del Por rispetto ai consueti metodi di analisi elastica delle strutture consiste proprio nel considerare, per gli elementi resistenti (le pareti), una legge costitutiva elasto-plastica che conduce ad operare nella situazione a 'rottura' anziché in quella di esercizio.

##### A.4.2.6. TIPI DI INTERVENTO

L'effetto degli interventi di consolidamento sulle pareti resistenti viene tradotto in opportuni valori dei parametri che descrivono il comportamento meccanico della muratura.

Gli interventi di consolidamento che possono essere eseguiti in un edificio in muratura, relativamente agli elementi strutturali verticali, si possono classificare nei seguenti tipi:

a) inserimento di nuovi pilastri metallici o in c.a. e/o di nuovi setti portanti in muratura o in c.a.,

- anche a sostituzione di eventuali pareti dissestate esistenti;
- b) aumento delle dimensioni geometriche delle pareti esistenti, ad esempio tramite chiusura di aperture;
- c) esecuzione di opere volte a conferire migliori caratteristiche meccaniche alle pareti esistenti.

I tipi a) e b) non richiedono particolari osservazioni, se non alcune considerazioni inerenti l'inserimento di nuovi elementi in c.a. o in acciaio all'interno di organismi strutturali in muratura: di questo ci occuperemo nel paragrafo seguente.

Vogliamo ora qui trattare i casi del tipo c), schematizzando alcuni tra i più importanti interventi.

Non è nostra intenzione soffermarsi sui particolari tecnici esecutivi di questi interventi (per i quali si rimanda ai numerosi testi specializzati; nella Normativa, inoltre, si trovano al riguardo dettagliate descrizioni operative). In questa sede ci limitiamo a rilevarne la traduzione in termini 'numerici' in modo da tener presente quali sono le conseguenze delle diverse scelte di intervento ai fini del calcolo strutturale.

#### **Iniezioni di malta cementizia.**

Consistono nel far penetrare la miscela legante in tutte le fessure, cavità, vuoti del muro da consolidare; in tal modo, a presa avvenuta, gli elementi lapidei risultano tra loro efficacemente collegati, migliorando le caratteristiche meccaniche della muratura.

In termini di parametri meccanici, sono conseguibili i valori:

$$(60) \quad \tau_k = 11 \text{ t/mq}, \mu = 2.0$$

#### **Intonaco armato**

Si tratta di realizzare in aderenza alle murature che devono essere consolidate, da entrambe le parti, lastre di intonaco con malta cementizia, di spessore minimo di 3 cm. armato con reti metalliche elettrosaldate; le lastre debbono essere efficacemente collegate alla struttura adiacente. E' necessario prevedere la rimozione dell'intonaco esistente, pulizia a fondo, sabbiatura e lavaggio, ed interporre nello spessore della parete, fra le due facce, traversini metallici (staffe) di collegamento fra le due reti interna ed esterna.

Dal punto di vista meccanico, si ottengono così:

$$(61) \quad \tau_k = 18 \text{ t/mq}, \mu = 2.0$$

#### **Perforazioni armate**

Consistono nel realizzare una salda cucitura del corpo murario mediante l'inserimento, previa perforazione, di barre metalliche, assicurando la loro collaborazione mediante iniezione e

#### A.4. Analisi Globale

---

sigillatura con malta cementizia.

Questo intervento può essere visto come somma delle iniezioni di malta cementizia e dell'inserimento di barre metalliche. Pertanto, i valori ottenuti per la resistenza a taglio e la duttilità possono essere considerati dati dalla (60).

Semmai, un aspetto di particolare importanza è che questo intervento, se eseguito nelle zone di intersezione di pareti tra loro ortogonali, avvalora l'ipotesi di buona connessione fra le pareti stesse e quindi rappresenta in concreto uno di quegli interventi 'integrativi' che pur non comparando formalmente nel calcolo sono necessari alla definizione di un corretto Stato di Progetto.

##### **Lastre in c.a.**

Questo intervento è concettualmente simile all'intonaco armato, ma è più radicale in quanto consiste nella realizzazione sulle facce della parete, di vere e proprie lastre di spessore 10-12 cm. mediante un getto in conglomerato cementizio.

Ne segue che l'originaria parete in muratura diventa in pratica una parete resistente a taglio in c.a., diventando trascurabile il contributo della muratura racchiusa tra le lastre.

Utilizzando allora come dimensione trasversale del setto la somma dei due spessori competenti alle paretine in c.a. realizzate sulle due facce, questo intervento coincide in pratica con la realizzazione di nuovi setti in c.a., di cui trattiamo al paragrafo seguente.

##### **Tiranti**

Il posizionamento di tiranti orizzontali o verticali induce nella muratura uno stato di precompressione atto a consolidarla, limitandone gli effetti taglienti e flessionali prodotti dalle eventuali azioni orizzontali, realizzando contemporaneamente una efficace legatura delle diverse zone resistenti.

I tiranti possono dipartirsi dalla sommità delle murature, trattenuti da piastre o da bullonature o testate di ancoraggio, e raggiungere il piano di appoggio dell'edificio, fino ad addentrarsi nel terreno attraverso perforazioni verticali o inclinate che permettono la realizzazione di un palo a piccolo diametro di ancoraggio del tirante; in tal modo ne deriva un miglioramento strutturale anche per le fondazioni dell'edificio.

A livello di parametri utilizzabili nel calcolo, le tensioni di precompressione determinano un aumento della tensione tangenziale ultima e quindi della capacità reattiva della parete, in base alla (5).

#### **A.4.2.7. STRUTTURE IN ALTRI MATERIALI INSERITE NELL'ORGANISMO MURARIO**

Per il consolidamento degli edifici in muratura, si può prevedere l'utilizzo di elementi portanti verticali costituiti da altri materiali, come cemento armato, muratura armata e acciaio.

Per ognuno dei casi che possono presentarsi, occorre valutare l'influenza sul comportamento strutturale globale.

Un principio di generale validità per gli interventi di consolidamento, e che va tenuto presente soprattutto nel caso di utilizzo di strutture in c.a. e/o in acciaio, è quello di non creare zone molto rigide solo localmente, perché questo non fa che spostare agli elementi adiacenti la possibilità di crisi.

E' più efficace operare un rafforzamento generalizzato dell'intero organismo murario, piuttosto che un intervento 'pesante' limitato ad una sua piccola parte.

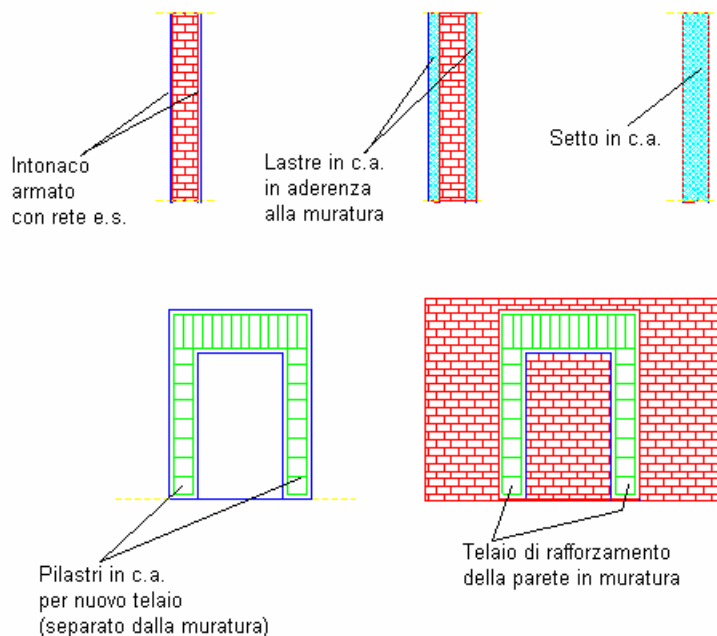
Certamente con l'inserimento di elementi in c.a. e in acciaio vengono aumentate le capacità reattive dell'edificio, a patto che si tengano presenti alcune considerazioni fondamentali:

- le pareti in c.a. hanno elevata rigidezza, molto maggiore di quella delle pareti in muratura. Ipotezzando quindi un solaio infinitamente rigido (tramite il quale vengono collegate tutte le pareti resistenti), le pareti in c.a. tendono teoricamente ad assorbire gran parte dell'azione sismica. Nella pratica, tuttavia, occorre verificare che la realizzazione di strutture molto rigide non interessi zone lontane dal baricentro, altrimenti vengono generati effetti torsionali assai rilevanti, in grado di condurre rapidamente al collasso molto prima che la struttura nel suo insieme sviluppi tutta la sua potenziale capacità reattiva.

- Inoltre occorre riconsiderare con attenzione l'ipotesi di solaio infinitamente rigido. E' difficile pensare che la forza sismica prodotta dal carico che insiste verticalmente su una certa parete possa essere trasferita, grazie alla rigidità d'impalcato, in zone assai lontane dalla parete stessa: una situazione di questo tipo sicuramente chiama in causa la deformabilità del solaio e quindi potrebbe verificarsi una ridistribuzione non prevista degli sforzi orizzontali sui vari elementi resistenti.

#### ***Strutture in cemento armato.***

In figura 22 sono riportati diversi casi di uso del cemento armato.



**Fig. 22.** *Uso del c.a. nel consolidamento.*

(a) Intonaco armato, e (b) Lastre in c.a.: questi due casi sono già stati analizzati nel paragrafo precedente.

(c) Nuovi setti, (d) Nuovi pilastri: si tratta di nuovi elementi verticali, totalmente in c.a., inseriti nell'organismo murario.

I pilastri possono essere isolati, oppure appartenere ad esempio ad un telaio distinto dalle pareti in muratura inserito per sostenere carichi di solaio e scaricare le murature portanti della zona limitrofa.

Rientrano in questo caso anche i pilastri di telai inseriti per compensare un'apertura praticata in una parete muraria esistente o comunque per modificare la successione pieno-vuoto mostrata dalle murature esistenti ("cerchiature") [per un'analisi completa dell'argomento 'Cerchiature' consigliamo il software "AC.M : Aperture e Cerchiature in Murature portanti", della AEDES Software, contenente una dettagliata analisi teorica].

Per tutti questi casi, le caratteristiche fisiche e meccaniche da inserire nelle formule di calcolo devono essere quelle del c.a.



Eseguito il calcolo Por, le strutture in c.a. ricevono le azioni che competono loro, e quindi possono essere verificate con i metodi classici del c.a. Le sezioni si possono verificare, ad esempio, alle tensioni ammissibili per effetto degli sforzi competenti allo Stato Limite Elastico, oppure con il metodo semiprobabilistico agli Stati Limite considerando le sollecitazioni competenti allo Stato Limite Ultimo del Por.

Entrambi i tipi di verifiche consentono anche il corretto dimensionamento dell'armatura; i ferri necessari saranno quelli effettivamente posti in opera in quanto queste strutture in c.a. sono nuove ed il calcolo eseguito sulle loro sezioni è un calcolo di progetto.

A queste verifiche devono, poi, essere associate quelle riguardanti le architravi di telai che eventualmente collegano in sommità i pilastri in c.a.; esse potranno essere calcolate normalmente (alle tensioni ammissibili) considerando il carico verticale direttamente applicativi.

Diamo anche un cenno al caso in cui nella struttura in muratura da verificare vengano riscontrati telai o pilastri in c.a. già esistenti.

Essi possono essere trattati con gli stessi criteri di quelli nuovi previsti per consolidamento. Occorre tuttavia controllare, nelle verifiche eseguite sulle sezioni in c.a., che sia presente effettivamente l'armatura necessaria. In caso negativo, occorrerà integrarla con un intervento di consolidamento tipico del c.a. (ad esempio aumento della sezione in c.a. del pilastro con posizionamento di nuove barre).

##### (e) Telai in c.a. come rafforzamento di pareti murarie

Questo intervento mira specificatamente a conferire maggiore duttilità alla parete in muratura, realizzando in pratica un effetto 'cerchiante'.

Dal punto di vista dei parametri di calcolo, i pilastri in sé possono essere verificati con i criteri del punto d), mentre ai fini dell'applicazione del metodo Por si può scegliere di inserire i pilastri in c.a. (come al punto precedente) oppure di aumentare opportunamente il valore della duttilità della parete interessata (ponendo  $\mu > 2.0$ ).

##### ***Strutture in muratura armata.***

Si tratta di pareti in muratura armata che vengono inserite nell'organismo murario esistente. Al di là di quelli che sono i metodi di calcolo utilizzati per le nuove strutture in muratura armata, nel caso di analisi Por si può ad esempio procedere inserendo per la parete interessata le caratteristiche meccaniche della muratura nuova pensata senza armatura, aumentandone la duttilità (quindi ponendo  $\mu > 2.0$ ).

##### ***Strutture in acciaio.***

Nel caso dell'acciaio, i pilastri vengono generalmente inseriti per realizzare, in alternativa all'uso del c.a., intelaiature per aperture nuove o esistenti.

#### A.4. Analisi Globale

---

Occorre fare attenzione, dal punto di vista operativo, a realizzare un efficace collegamento tra i profilati metallici e le pareti murarie adiacenti, in modo da assicurare una continuità strutturale.

Similmente al c.a., per tutti questi casi, le caratteristiche fisiche e meccaniche da inserire nelle formule di calcolo devono essere quelle dell'acciaio.

##### A.4.3. IL METODO PORFLEX

[Relativamente a simboli e termini che verranno utilizzati in questo Capitolo, riteniamo utili le seguenti precisazioni:

- “maschio” è sinonimo di “parete”
- “parete globale” è una parete muraria completa di maschi, strisce, elementi sotto/sopra finestra e aperture
- “striscia” è una porzione della “trave alta di collegamento”, talvolta indicata anche con “fascia di piano”; se non diversamente indicato, la striscia coincide schematicamente con le zone sopra le aperture
- la forza orizzontale viene indicata con H, F o S (risulterà in ogni caso chiaro a seconda del contesto), per esigenze di compatibilità con formulazioni già note delle procedure qui presentate].

Analizzando le caratteristiche del Metodo Por, si è potuto constatare come questo presenti alcune ipotesi fortemente limitative, che - almeno in certi casi - possono condurre a una non corretta valutazione del comportamento strutturale. Poiché partendo da queste ipotesi può essere dedotta una sovrastima delle capacità resistenti dell'edificio murario, occorre colmare queste lacune individuando una procedura in grado di fornire risultati più attendibili, mantenendo la semplicità d'uso.

Prima di affrontare il problema, si chiarisce la linea operativa che viene seguita nel presente contesto, sviluppando anche alcuni concetti già espressi in A.4.1.

Esistono tipi di analisi strutturale estremamente raffinati, quali quella agli elementi finiti, che possono essere applicati con successo anche nello studio di strutture generiche in muratura; con alcune di queste procedure è possibile considerare ipotesi ben aderenti al comportamento reale, come la non linearità del legame sforzi-deformazione, la non resistenza a trazione del materiale, l'alternanza tra elementi lapidei e giunti di malta; le strutture in muratura possono essere discretizzate con grande precisione, fino a collegare tra loro in un numero finito di nodi i singoli elementi lapidei e i singoli strati di malta.

Tuttavia tali analisi sono ancora oggi poco praticate, sia perché si basano su codici di calcolo complessi e diffusi per lo più a livello accademico, ma soprattutto perché richiedono comunque una modellazione notevolmente accurata del solido tridimensionale per rappresentare in dettaglio

l'edificio in muratura; inoltre i metodi di calcolo molto sofisticati possono essere addirittura fuorvianti se non vengono sorretti da una conoscenza precisa delle caratteristiche fisiche e meccaniche dei materiali interessati, il che per un edificio esistente in muratura è un problema di soluzione tutt'altro che facile.

E' pur vero che per progetti particolarmente importanti, quali gli interventi di ristrutturazione su complessi di grande valore storico-artistico, le analisi raffinate diventano una strada quasi obbligatoria; anche in questi casi, però, esse possono essere affiancate dai risultati ottenuti con mezzi più semplici, spesso in grado di meglio interpretare il comportamento globale della struttura. Qui non viene dunque difesa la validità indiscriminata del Metodo Por e dei metodi di calcolo ad esso

affini, né si vuole dare una risposta definitiva al problema; in questa sede si intende semplicemente fornire al progettista una  $\gamma$  completa dei più semplici strumenti che possono essere messi a disposizione ai fini dell'inquadramento del comportamento statico e sismico delle strutture.

Si osservi inoltre che un progetto su di un edificio esistente (qualunque esso sia: sopraelevazione, ampliamento, semplice consolidamento, parziale sostituzione di strutture deteriorate, ...) deve comunque conseguire, se non un adeguamento alla Normativa antisismica vigente, almeno un miglioramento. Questo può essere verificato confrontando lo Stato Attuale con lo Stato di Progetto: adottando in entrambe le verifiche le stesse metodologie, il confronto tra i valori dei risultati diventa attendibile, anche se ognuno dei risultati - preso a sé - è valido soprattutto come ordine di grandezza. In altre parole, anche con metodi semplici si può accertare con successo l'efficacia di un intervento su di un edificio esistente.

Si può affermare che nella maggior parte dei progetti che si presentano al tecnico non è richiesto tanto uno studio troppo sofisticato, bensì la capacità di "capire" il comportamento strutturale e di poterlo classificare, almeno come ordine di grandezza, in modo da condurre correttamente gli eventuali interventi di consolidamento anche per la più povera costruzione in muratura.

D'altra parte, sono proprio le vecchie costruzioni in muratura, realizzate con setti portanti in pietrame e ciottoli e con orizzontamenti in legno e/o ferro e laterizio, che costituiscono la maggior parte del patrimonio edilizio vulnerabile per eventi sismici; queste tipologie sono molto diffuse, per esempio, negli antichi centri storici del nostro Paese (si ricordino i casi del Friuli e dell'Irpinia).

Dall'attenzione verso queste tipologie edilizie, sono nati i primi metodi di calcolo in grado di verificarne l'idoneità alle azioni orizzontali; fra di essi, particolare importanza è stata assunta dal Metodo Por, la cui formulazione è stata adottata a livello normativo. Di esso abbiamo già detto; si tratta ora di mantenere la linea operativa del Metodo Por cercando allo stesso tempo di migliorarne le prestazioni, correggendo, come già detto, alcune sue ipotesi restrittive. Si giunge così alla formulazione di un nuovo metodo, chiamato PorFlex.

#### A.4. Analisi Globale

---

Sinteticamente, le ipotesi del Metodo Por e del Metodo PorFlex vengono confrontate e riassunte nei punti seguenti (verranno ripetuti alcuni concetti già noti del Metodo Por, al fine di meglio evidenziare l'evoluzione del metodo).

1. In entrambi i metodi, ed in accordo con la Normativa Sismica, la verifica sismica dell'edificio viene eseguita in due direzioni tra loro ortogonali, ed ogni parete risulta soggetta ad azioni complanari od ortogonali, a seconda che il suo piano medio sia orientato nella direzione del sisma oppure sia ad esso ortogonale.

2. In entrambi i metodi, i solai sono considerati infinitamente rigidi nel proprio piano.

3. In entrambi i metodi si ipotizza che lo spostamento del baricentro, in direzione ortogonale all'azione sismica, sia nullo.

La forza sismica, applicata per sua stessa natura nel baricentro, produce una rotazione attorno al centro delle rigidezze; questa ipotesi 3. equivale ad ammettere che ogni parete si sposti soltanto nella direzione del sisma, anche se l'entità dello spostamento è legata alla configurazione geometrica e quindi anche alla posizione della parete stessa rispetto al centro delle rigidezze (o centro di rotazione).

In altre parole, la forza agisce nel baricentro; essa produce uno spostamento ed una rotazione attorno al centro delle rigidezze; la componente di spostamento considerata nel procedimento è comunque soltanto quella nella direzione del sisma (al limite, se baricentro e centro delle rigidezze coincidono, non c'è rotazione e questa ipotesi 3. è ininfluyente).

4. In entrambi i metodi, le pareti in muratura forate, cioè con aperture, vengono schematizzate come un assemblaggio di porzioni della trave alta di collegamento (o "strisce") e di maschi murari.

Nel Metodo Por, gli unici elementi effettivamente computati nel calcolo sono i maschi (vedi ipotesi 6.).

5. In entrambi i metodi, gli elementi resistenti (maschi e/o strisce) vengono schematizzati come elementi mono-dimensionali; ciò significa che se ne considera il comportamento a trave, pur tenendo conto della rigidezza tagliante a causa della forma tozza degli elementi stessi.

Il mantenimento di questa ipotesi nel passaggio dal Por al PorFlex è determinato dalla necessità di conservare la semplicità operativa del metodo; ovviamente, nella realtà, gli elementi murari sono bi-dimensionali e di ciò si tiene conto in più precise analisi strutturali (quali quelle agli elementi finiti).

6. Nel Metodo Por, le strisce sono schematizzate infinitamente rigide ed infinitamente resistenti,

il che in pratica conduce a considerare elementi significativi del calcolo soltanto i maschi.

Nel Metodo PorFlex invece le strisce sono infinitamente rigide ma non infinitamente resistenti a taglio e a flessione.

7. Nel Metodo Por, il comportamento dei maschi è di tipo elasto-plastico, con collasso a solo taglio.

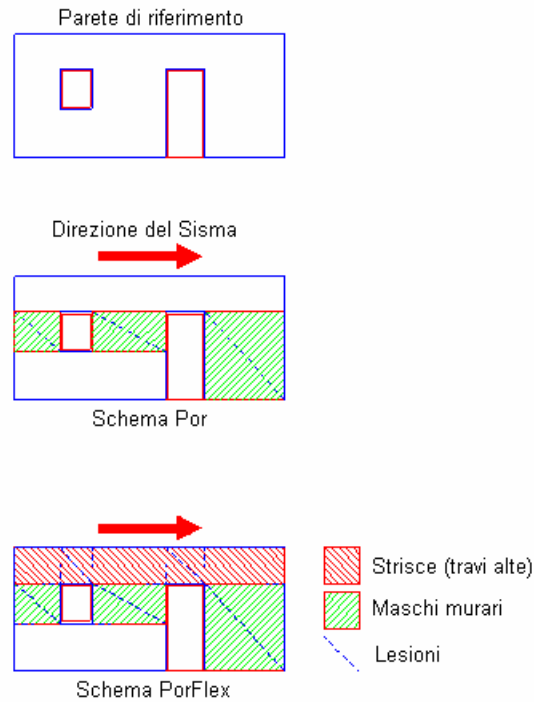
Nel Metodo PorFlex, invece, mantenendo la legge elasto-plastica a taglio, è possibile anche la crisi flessionale, ovvero per trazione e compressione.

8. Nel Metodo Por, lo sforzo normale nei maschi viene mantenuto sempre costante; nel Metodo PorFlex, in linea teorica, esso varia al variare del carico orizzontale.

Infatti, la variazione della forza orizzontale provoca quella del taglio nelle strisce e, per considerazioni di equilibrio, varia di conseguenza il carico assiale nei maschi.

Per il momento manteniamo questa distinzione fra Por e PorFlex; successivamente, vedremo come essa può essere rimossa senza invalidare il metodo PorFlex, in modo da rendere più snello il calcolo.

Nella figura 23 è rappresentata una 'parete globale' (cioè una parete muraria con aperture, quindi composta da maschi, strisce, aperture). In (a) si evidenzia il comportamento a taglio tipico del Por; in (b) il comportamento a taglio e flessione tipico di PorFlex.



**Fig. 23.** Schema Por e schema PorFlex per una parete muraria.

La velocità di elaborazione e la semplicità del Metodo Por restano sostanzialmente inalterate grazie al mantenimento delle ipotesi 1.2.3.4.5.

L'ipotesi 6. cambia in quanto si è constatato che la resistenza delle strisce è spesso insufficiente, soprattutto a causa dell'indebolimento delle zone di muratura sopra e sotto le aperture (porte, finestre), dove vengono spesso alloggiati in basso radiatori, in alto cassonetti per persiane.

Il Metodo PorFlex tuttavia può essere utilizzato anche senza considerare le strisce; in tal caso ovviamente il miglioramento qualitativo rispetto al Por è inferiore.

La grossa distinzione fra Por e PorFlex è data dall'ipotesi 7., laddove si abbandona l'esclusività della crisi a taglio per i maschi murari.

L'analisi delle lesioni prodotte dai recenti eventi sismici ha evidenziato vari esempi di crisi flessionali, a volte associate a rotture a taglio.

D'altra parte, la sola crisi a taglio, che descrive bene il comportamento di maschi tozzi e di notevole peso (quali vecchie pareti in pietrame), è insufficiente ad interpretare lo stato deformativo di elementi resistenti più snelli (come ad esempio le pareti in nuova muratura in laterizio, introdotte frequentemente come nuovi setti portanti in un organismo preesistente da ristrutturare).

Sia nel Por che nel PorFlex, l'ipotesi di infinita rigidezza delle strisce (cioè delle travi "alte" di collegamento), da considerarsi unite al solaio infinitamente rigido, consente la suddivisione dell'edificio in piani che possono essere analizzati separatamente.

Ogni maschio murario contribuisce alla forza reattiva, cioè alla forza orizzontale complessivamente sviluppabile dall'organismo strutturale, in relazione alle sue caratteristiche geometriche, meccaniche e di carico (distanza dal centro delle rigidezze, rigidezza, stato tensionale dovuto al carico verticale agente).

La forza reattiva di piano (identificata con la forza orizzontale che il complesso murario sviluppa allo Stato Limite Ultimo) è calcolata secondo una procedura passo-dopo-passo incrementando gli spostamenti del centro delle rigidezze, aggiornando la rigidezza dei maschi oltre il limite elastico e conseguentemente aggiornando la posizione del centro delle rigidezze, finché non si raggiunge una situazione di crisi oltre la quale si ha il collasso strutturale. Tale procedura è stata già ampiamente descritta (vedi Metodo Por).

Il Metodo PorFlex conduce, sostanzialmente, alla determinazione di una forza reattiva di piano inferiore a quella stimata col Por, e ciò evidentemente deriva dal considerare una maggiore possibilità di crisi per i maschi murari, oltre all'eventualità di crisi per le strisce del tutto assente nel Por.

Ad ogni passo del procedimento, infatti, devono essere eseguite le opportune verifiche (che esamineremo in dettaglio) a flessione e a taglio.

Ciò classifica il Por come metodo che, rispetto al PorFlex, non agisce dalla parte della sicurezza, in quanto sostanzialmente sovrastima la capacità dell'edificio di incassare le azioni orizzontali.

Un elemento resistente, in altri termini, può risultare ancora reagente a taglio, ma essere ormai inesorabilmente collassato a flessione: è evidente che, a un certo passo del procedimento, non se ne dovrebbe più considerare il contributo alla resistenza complessiva.

Come vedremo negli esempi riportati nella Parte 3, infatti, i diagrammi globali forza-spostamento generati con PorFlex risultano più sfavorevoli di quelli prodotti dal Por; a ciò corrisponde quindi un grado di sicurezza inferiore a quello stimato dal Por.

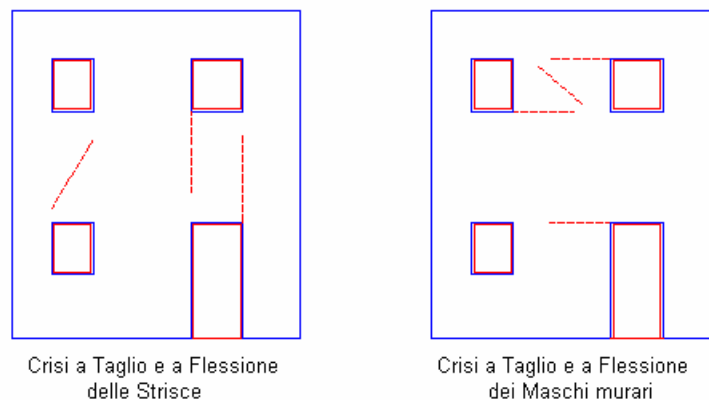
La coincidenza tra i due metodi può aversi soltanto nel caso di completo comportamento a taglio

#### A.4. Analisi Globale

---

dell'edificio, cioè di Stato Limite Ultimo in cui nessun elemento resistente si è fessurato a flessione. Questo fatto, se si verifica, pone in evidenza che il semplice Por è già di per sé idoneo per l'analisi strutturale dell'edificio.

Nella figura 24 sono evidenziati i possibili collassi di maschi e strisce.



**Fig. 24.** *Possibili situazioni di collasso.*

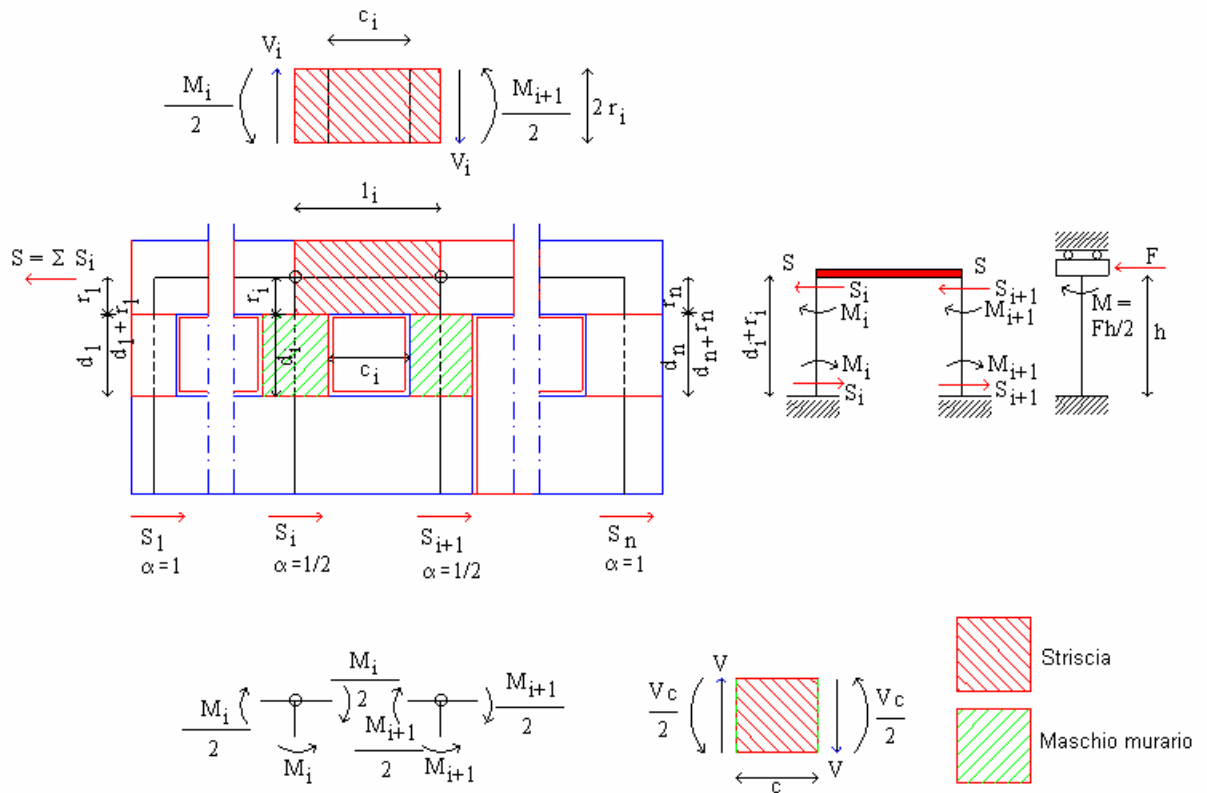
Affrontiamo ora in dettaglio lo studio delle conseguenze delle ipotesi 6.7.8. prodotte nella procedura di calcolo, definendo così le linee esecutive del Metodo PorFlex.

Come nel Por, ogni piano viene analizzato separatamente; tutte le 'pareti globali' appartenenti ad un piano vengono schematizzate con una intelaiatura equivalente dove si distinguono parti infinitamente rigide e parti deformabili.

Nella figura 25 è riportato lo schema statico di una 'parete globale' (formata cioè da maschi, strisce, aperture).

Le parti rigide sono rappresentate con linea marcata continua, quelle deformabili con linea tratteggiata (queste ultime sono in pratica solo i maschi tra le aperture).

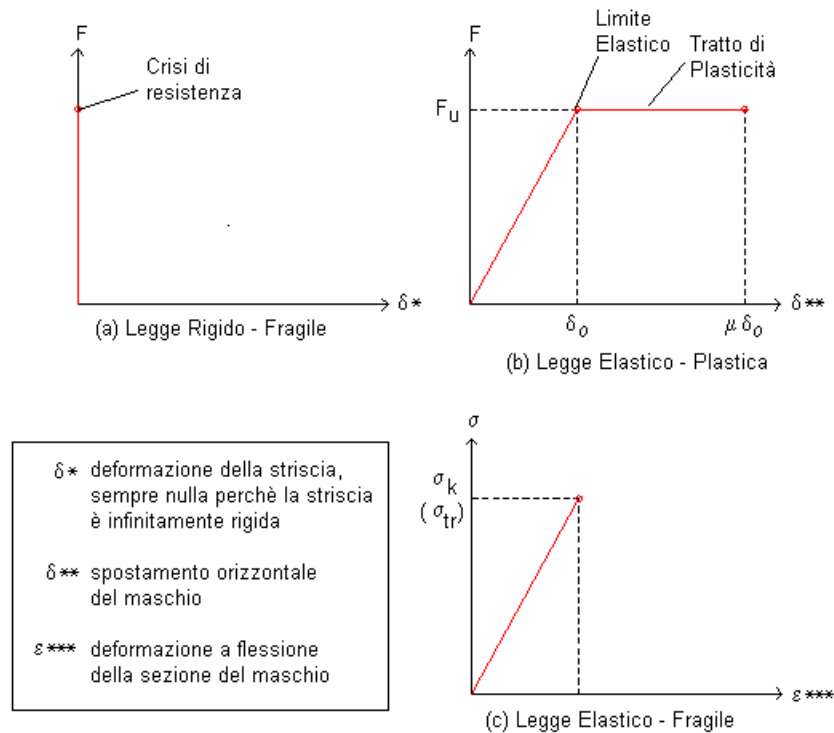




**Fig. 25.** Schematizzazione PorFlex.

I maschi murari sono incastrati ad entrambe le estremità inferiore e superiore: in particolare, in sommità il vincolo viene offerto dalla striscia sovrastante.  
Per l'esattezza, il vincolo superiore dipende dalla situazione statica della striscia: non appena viene raggiunta la resistenza a flessione o a taglio della striscia, il vincolo superiore del maschio murario diviene una cerniera, modificando quindi la rigidezza alla traslazione del maschio stesso.

Le leggi costitutive che vengono adottate per gli elementi strutturali considerati sono le seguenti (rappresentate nella figura 26):



**Fig. 26.** Leggi costitutive elementi resistenti nel PorFlex

(a) Legge rigido-fragile per le tensioni normali e di taglio delle strisce. Le strisce, cioè, si considerano infinitamente rigide ma non infinitamente resistenti.

Data l'infinita rigidezza, la caratteristica di deformazione  $\delta$  è sempre nulla; la caratteristica di sollecitazione può assumere invece valori crescenti fino ad un limite non superabile in corrispondenza del quale si ha la crisi di resistenza della striscia.

(b) Legge elasto-plastica per il solo taglio nei maschi murari. Questa legge costitutiva è l'unica che ha interesse nell'ambito del metodo Por, ed è infatti la già nota bilatera. Lo spostamento orizzontale, cioè la deformazione della sommità del maschio rispetto alla base supposta incastrata, può al massimo assumere un valore pari a  $\mu$  volte ( $\mu$ =duttilità) lo spostamento al limite elastico.

(c) Legge elasto-fragile per le tensioni normali (di trazione e di compressione) nei maschi murari. Nella zona in trazione, raggiunta la resistenza  $\sigma_{tr}$  la sezione si parzializza; nella zona in compressione, raggiunta la tensione caratteristica  $\sigma_k$ , si ha rottura a compressione.

Né per trazione né per compressione si prevede la possibilità di deformazioni plastiche. Il grafico deformazione-tensione mostra quindi un tratto elastico che termina bruscamente al limite di elasticità.

Si faccia riferimento alla figura 25.

Dall'equilibrio ai nodi superiori dei maschi 'i' e 'i+1' segue:

$$(62) \quad \begin{aligned} M_i &= S_i (d_i + r_i) / 2 \\ M_{i+1} &= S_{i+1} (d_{i+1} + r_{i+1}) / 2 \end{aligned}$$

Dall'equilibrio della striscia risulta:

$$(63) \quad V_i l_i = (M_i + M_{i+1}) / 2$$

dove  $V_i$  è il taglio che agisce sulla striscia sovrastante il maschio 'i'. Dalla (3.2) segue:

$$(64) \quad \begin{aligned} V_i &= (M_i + M_{i+1}) / (2 l_i) = \\ &= [S_i (d_i + r_i) / 2 + S_{i+1} (d_{i+1} + r_{i+1}) / 2] / (2 l_i) = \\ &= [\alpha_i S_i (d_i + r_i) + \alpha_{i+1} S_{i+1} (d_{i+1} + r_{i+1})] / (2 l_i) = \\ &= [\alpha_i * 2 * M_i + \alpha_{i+1} * 2 * M_{i+1}] / (2 l_i) \end{aligned}$$

essendo:

$$(65) \quad \alpha_i = 1/2 \text{ per maschio murario intermedio, } \alpha_i = 1 \text{ per maschio di bordo (il primo o l'ultimo)}$$

Tramite la (64) si valutano quindi le forze di taglio nelle strisce a partire dalle forze di taglio nei maschi murari.

La verifica a taglio della striscia è data da:

$$(66) \quad \tau = V / A_i \leq \tau_k, \text{ da cui: } V \leq A_i \tau_k = 2 r_i s \tau_k$$

Per quanto riguarda la verifica a flessione della striscia, essa si inflette con tensione normale di compressione uguale a quella di trazione, pertanto la verifica si conduce per la resistenza minore, cioè quella a trazione:

$$(67) \quad \sigma_t = M / W_i \leq \sigma_{tr}, \text{ da cui: } M \leq W_i \sigma_{tr} = s * (2 r_i)^2 / 6 * \sigma_{tr} = 2/3 * s * r_i^2 \sigma_{tr}$$

dove il momento nella striscia è dato da:

$$(68) \quad M = V c / 2$$

#### A.4. Analisi Globale

---

Nasce qui immediatamente la constatazione che qualora si vogliano considerare come elementi resistenti dell'edificio in muratura anche le strisce, è necessario ritenere non nulla la resistenza a trazione della muratura.

Infatti sulla striscia non agisce (come invece sui maschi) uno sforzo normale, pertanto non può esservi equilibrio prescindendo dalla resistenza a trazione (seppur piccola) del materiale.

La necessità di considerare una  $\sigma_{tr}$  diversa da zero è dunque una caratteristica del metodo PorFlex, a meno che si decida di applicarlo senza strisce: in tal caso la resistenza a trazione può anche essere nulla. In seguito vedremo infatti la formulazione del metodo per i due casi (resistenza a trazione e non).

Si è detto che il PorFlex può essere applicato anche in assenza di strisce: in tal caso la formulazione qui presentata resta ancora valida, con l'osservazione che - poiché l'assenza delle strisce nel calcolo equivale a considerare la trave alta come infinitamente rigida e resistente - il vincolo superiore di ogni maschio sarà sempre un incastro scorrevole e non potrà mai diventare una cerniera.

Fisicamente, questo significa attribuire la possibilità di collasso ai soli maschi, ipotizzando a priori l'integrità delle travi alte di collegamento.

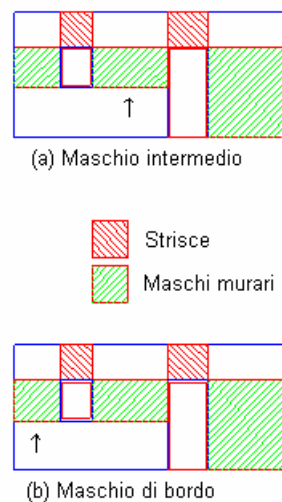
Qualora la muratura del maschio sia considerata reagente a trazione, si osservi che in ogni caso non può essere superato il limite  $\sigma_{tr}$  (oltre il quale la sezione comunque si parzializza).

La differenza di taglio fra due strisce adiacenti fornisce uno sforzo assiale nel maschio murario 'i' sottostante:

$$(69) \quad \Delta N_i = V_i - V_{i-1}$$

Si può dunque rilevare che nel corso dell'esecuzione del calcolo PorFlex è necessario tener conto di variazioni dello sforzo normale  $N$  nei maschi murari, variazioni da valutare in base al taglio nelle strisce (ovviamente se le strisce non sono presenti, il problema non si pone).

Cerchiamo di esaminare più a fondo questo fatto, anche con riferimento alla figura 27.



**Fig. 27.** *Variazione dello sforzo normale nei maschi per effetto del taglio nelle strisce*

Anzitutto, occorre scartare da queste considerazioni il maschio di bordo (figura 27.b).

Infatti superiormente ad esso si può definire una sola striscia, quindi la variazione di sforzo normale non è valutabile con la (69).

D'altra parte, in questa situazione interviene fisicamente la connessione con le pareti ortogonali, che toglie significatività a questo problema.

Considerando invece un maschio 'i' intermedio (figura 27.a), il suo sforzo normale ad un certo passo della procedura sarà pari al valore statico (quello che dipende dai carichi verticali di progetto) più la variazione espressa dalla (69).

Non appena una delle due strisce sovrastanti crolla, essa non è più in grado di trasmettere uno sforzo e quindi il valore di  $N$  torna a quello statico originario, perdendosi il contributo della (69).

Si consideri inoltre che due strisce limitrofe sono sottoposte a tagli simili, quindi la variazione dello sforzo normale nei maschi è piccola.

Data dunque la difficoltà di procedere correttamente nella valutazione della variazione di  $N$ , la sua generale scarsa influenza ed il fatto che  $N$  comunque riprende - dopo il collasso della striscia - il suo valore originario, decidiamo di adottare l'ipotesi di trascurabilità della variazione dello sforzo normale nel corso della procedura PorFlex.

#### A.4. Analisi Globale

---

Si tratta di una ipotesi dalle conseguenze importanti.

Se infatti non venisse assunta, la verifica PorFlex andrebbe eseguita, per una data direzione (ad esempio X), nei due versi (quindi +X e -X), in quanto i tagli delle strisce produrrebbero diverse variazioni di N nei maschi murari (con riferimento alla figura 27.a, per +X avremmo: V2-V1, per -X: V1-V2).

Si è potuto constatare che il risultato finale (la forza reattiva globalmente sviluppabile dal complesso murario) viene molto poco influenzato da questo fatto e quindi appare più opportuno semplificare la verifica, riconducendosi alle due direzioni X e Y di riferimento indipendentemente dal verso (ritrovando così una diretta corrispondenza col metodo Por, dove le strisce non esistono e quindi questo problema non può porsi).

Ricapitolando, le (66) (67) esprimono la verifica di resistenza delle strisce.

Per quanto riguarda i maschi murari, la verifica di resistenza a taglio è espressa dalla già nota:

$$(70) \quad S \leq b s \tau_k \sqrt{1 + \sigma_o / (1.5 \tau_k)}$$

dove la tensione normale statica  $\sigma_o$  è data da  $N/A$ , essendo  $A=bs$  l'area della sezione trasversale. Definendo il parametro adimensionale  $\gamma$  dato dal rapporto fra tensione di compressione agente e tensione caratteristica di compressione:

$$(71) \quad \gamma = N / (b s \sigma_k) \quad (\gamma = \sigma_o / \sigma_k)$$

la (70) assume la forma:

$$(72) \quad S \leq b s \tau_k \sqrt{1 + \gamma / 1.5 * \sigma_k / \tau_k}$$

Per quanto riguarda la verifica di resistenza del maschio in termini di tensioni normali, si deve rilevare che la presenza dell'azione orizzontale induce nel maschio una flessione.

Gli effetti quindi dell'azione orizzontale combinati col carico verticale staticamente agente, corrispondono ad una sollecitazione di pressoflessione.

Per valutarne gli effetti sullo stato di tensione, si considera la sezione trasversale soggetta allo sforzo normale con una eccentricità tale da generare il momento prodotto dall'azione orizzontale.

Risulta a questo punto opportuno esaminare le diverse situazioni che possono presentarsi per sezioni sottoposte a sforzo normale eccentrico, interamente reagenti o parzializzate, di materiali (come la muratura) scarsamente oppure per niente resistenti a trazione (dove 'scarsamente' significa che in valore assoluto la tensione di crisi a trazione è notevolmente inferiore a quella di crisi a compressione).

#### **A.4.3.1. STATO DI SOLLECITAZIONE IN SEZIONI SOTTOPOSTE A SFORZO NORMALE ECCENTRICO**

##### **A.4.3.1.1. SEZIONI SCARSAMENTE RESISTENTI A TRAZIONE**

I parametri che descrivono il materiale murario sono:

$\tau_k$  = tensione tangenziale caratteristica, o anche: resistenza a taglio

$\sigma_k$  = tensione caratteristica di compressione, o anche: resistenza a compressione;

$\sigma_{tr}$  = resistenza a trazione; generalmente si assume:  $\sigma_{tr} = \tau_k$ .

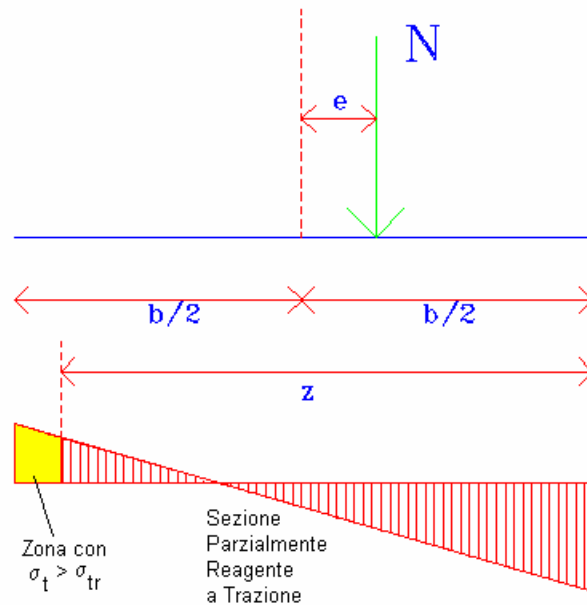
La sezione del maschio murario sollecitato a pressoflessione si considera non reagente dove la tensione di trazione supera  $\sigma_{tr}$ , reagente nella parte restante.

Siano:  $N$  lo sforzo normale,  $h$  l'altezza del maschio,  $S$  l'azione orizzontale. Nell'ipotesi di incastro scorrevole superiore, il momento prodotto da  $S$  è pari ad  $Sh/2$ ; pertanto deve aversi:

$$(73) \quad N e = S h / 2, \text{ da cui: } e = S h / (2 N)$$

quindi la posizione della forza assiale  $N$  varia al variare di  $S$ .

Insieme ad  $S$  variano dunque l'eccentricità "e", la zona reagente "z", la rigidezza alla traslazione  $K$  del maschio murario (figura 28).



**Fig. 28.** *Pressoflessione sulla sezione del maschio murario*

Nel procedimento di calcolo del metodo PorFlex gli incrementi successivi di spostamento del centro delle rigidità determinano un incremento progressivo della forza reattiva, cioè della forza orizzontale  $S$ , quindi richiedono un aggiornamento dell'eccentricità del carico assiale  $N$  (che invece si suppone costante, essendo trascurabili le variazioni prodotte dalle strisce) e di conseguenza della rigidità del maschio, che dipende (come vedremo) dalla zona reagente.

Passo dopo passo è richiesta quindi la verifica a pressoflessione, che può essere inquadrata in uno degli schemi descritti qui di seguito.

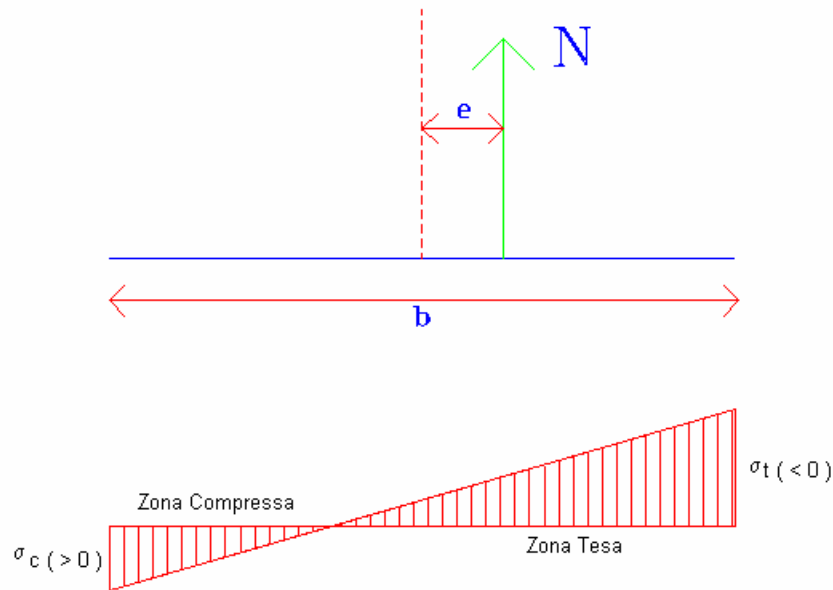
##### **Caso 1. SFORZO NORMALE DI TRAZIONE ( $N < 0$ )**

Iniziamo ad illustrare il caso di Sforzo Normale di Trazione: questo caso in linea di principio può presentarsi tenendo conto delle variazioni di  $N$  dovute al taglio nelle strisce, variazioni che potrebbero essere di entità tale da cambiare il segno allo sforzo normale.

Questo caso verrà esposto per completezza, anche se non può verificarsi nello schema PorFlex qui adottato (è già noto che si è scelto di prescindere dalle variazioni del carico assiale).



La convenzione adottata è di valori positivi per le tensioni di compressione, e negativi per quelle di trazione;  $N$  è  $<0$  se di trazione;  $\sigma_{tr}$  è in sé un valore positivo.



**Fig. 29.** Sforzo normale di trazione:  $N < 0$ .

Si introducono i seguenti parametri adimensionali, ripresi anche nei casi successivi:

$\eta$ , definito dal rapporto tra eccentricità (in valore assoluto) e larghezza della sezione della parete;

$\beta$ , dato dal rapporto tra tensione di trazione media agente (in valore assoluto) e tensione caratteristica di trazione.  $\beta$  è il corrispondente di  $\gamma$  definito dalla (71).

$$(74) \quad \eta = |e| / b$$

$$(75) \quad \beta = |N| / (b \cdot \sigma_{tr}) \quad (\beta = \sigma_t / \sigma_{tr})$$

Con riferimento alla figura 29, la condizione di verifica è data da:

$$(76) \quad |\sigma_t| = |N| / (b \cdot s) * (1 + 6e/b) \leq \sigma_{tr}, \text{ da cui:} \\ (1 + 6e/b) \leq b \cdot s \cdot \sigma_{tr} / |N|$$

#### A.4. Analisi Globale

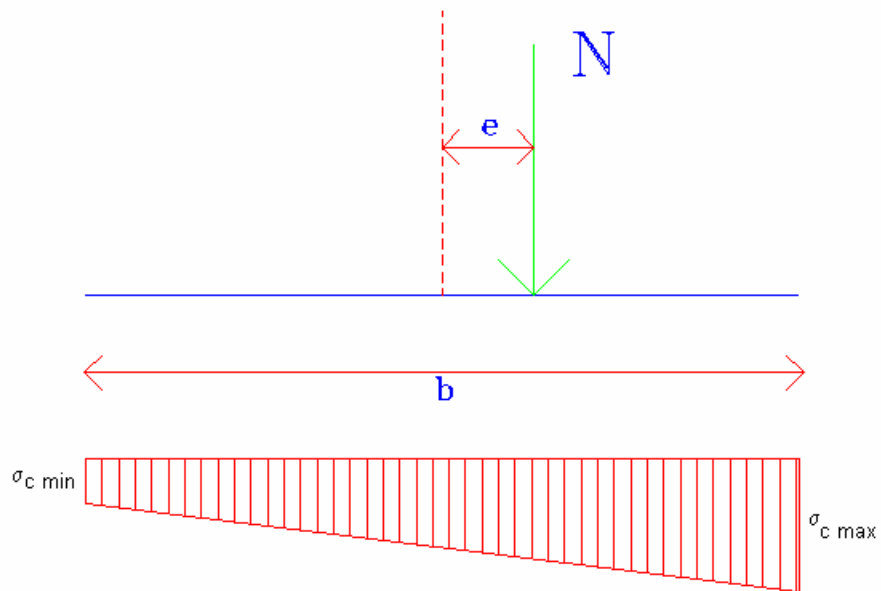
---

e per le (74) (75), si ha:

$$(77) \quad 1 + 6 \eta \leq 1 / \beta, \text{ da cui: } \eta \leq 1/6 * (1/\beta - 1)$$

#### **Caso 2. SFORZO NORMALE DI COMPRESSIONE ( $N > 0$ )**

##### **Caso 2A. SEZIONE INTERAMENTE REAGENTE E COMPRESSA**



**Fig. 30.** Sezione interamente reagente e compressa.

Questo caso viene definito da:

$$(78) \quad e \leq b/6, \text{ da cui: } \eta \leq 1/6$$

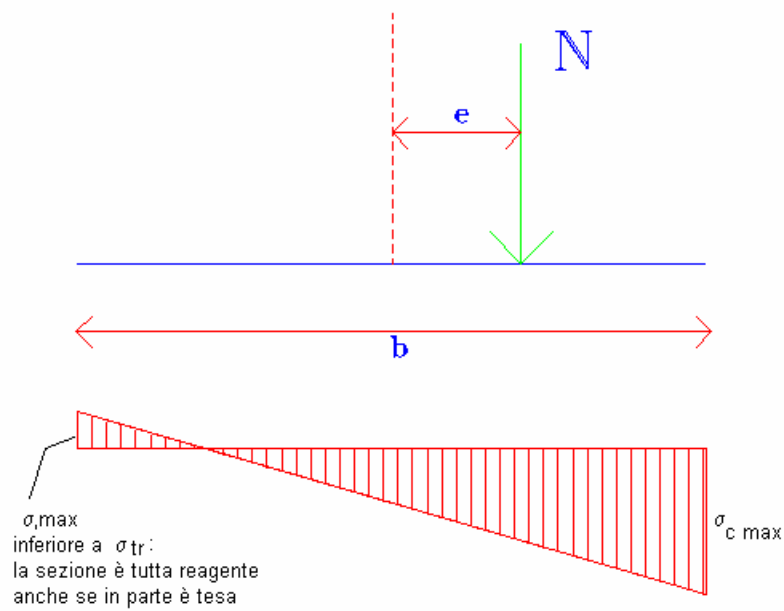
La condizione di verifica è data da:

$$(79) \quad \sigma_{c, \max} = N / (b s) * (1 + 6e/b) \leq \sigma_k, \text{ da cui:} \\ (1 + 6e/b) \leq b s \sigma_k / N$$

e per la (71), si ha:

$$(80) \quad 1 + 6 \eta \leq 1 / \gamma, \text{ da cui: } \eta \leq 1/6 * (1/\gamma - 1)$$

**Caso 2B. SEZIONE INTERAMENTE REAGENTE, PARZIALMENTE TESA**



**Fig. 31.** Sezione interamente reagente, parzialmente tesa.

Questo caso viene definito dalle seguenti due relazioni:

$$(81) \quad e > b/6, \text{ da cui: } \eta > 1/6$$

$$(82) \quad |\sigma_{t,max}| \leq \sigma_{tr}$$

dove la (82) indica che la massima tensione di trazione deve essere inferiore al limite della tensione caratteristica di trazione  $\sigma_{tr}$ , in modo che la sezione risulti tutta reagente anche se parzialmente tesa.

#### A.4. Analisi Globale

---

La (82) può essere sviluppata nel seguente modo:

$$(83) \quad N / (b s) * (-1 + 6e/b) \leq \sigma_{tr}, \text{ da cui:} \\ 6e/b - 1 \leq b s \sigma_{tr} / N$$

(dove al membro di sinistra si è tolto il valore assoluto invertendo il segno); da cui:

$$(84) \quad 6\eta - 1 \leq 1/\beta, \text{ da cui: } \eta \leq 1/6 (1/\beta + 1)$$

La condizione di verifica è, per questo caso 2B come per il caso 2A, che la massima tensione di compressione sia inferiore alla tensione di riferimento  $\sigma_k$ ; è cioè ancora espressa dalla (79).

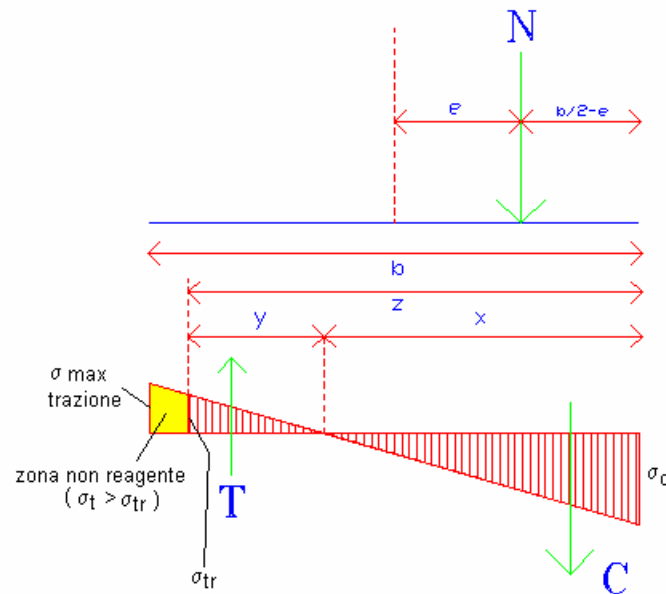
Inoltre il caso 2A si riconosce interno al 2B; infatti la (78) è inclusa nella (84).

Si può quindi affermare che: quando N è di compressione e la sezione è interamente reagente (cioè tutta compressa oppure parzialmente tesa entro i limiti accettabili di trazione), cioè quando:

$$(85) \quad \eta \leq 1/6 (1/\beta + 1)$$

allora la condizione di verifica è data da:

$$(86) \quad \eta \leq 1/6 (1/\gamma - 1)$$

**Caso 2C. SEZIONE PARZIALMENTE REAGENTE (parzializzata)****Fig. 32.** Sezione parzializzata (materiale reagente a trazione).

Questo caso si verifica quando non vale la (85), ossia quando:

$$(87) \quad \eta > 1/6 (1/\beta + 1)$$

Nella zona tesa, viene superata  $\sigma_{tr}$ ; nella zona compressa si deve verificare che  $\sigma_{cmax}$  sia inferiore alla  $\sigma_k$ .

Con riferimento alla figura 32, definiamo:

$z = (x+y)$  la zona reagente (si ha quindi:  $z < b$ )

T = risultante delle tensioni di trazione nella zona tesa reagente

C = risultante delle tensioni di compressione

La sezione reagente non ha più area (bs) ma (zs). La zona reagente 'z' è funzione della resistenza a trazione  $\sigma_{tr}$  (sempre presente nel diagramma delle tensioni in questo caso 2C) e dell'eccentricità 'e'.

#### A.4. Analisi Globale

---

Definendo il parametro adimensionale:

$$(88) \quad \zeta = z / b$$

(sempre inferiore ad 1 in questo caso 2C), si può affermare che è funzione dei parametri  $\eta$  e  $\beta$ :

$$(89) \quad \zeta = \zeta(\eta, \beta)$$

dove  $\eta$  e  $\beta$  sono definiti rispettivamente dalle (74) (75).

Diminuendo la zona reagente, cioè diminuendo  $\zeta$ , la massima tensione di compressione aumenta; esiste quindi un legame diretto fra queste grandezze.

Ne segue che la condizione di verifica:

$$(90) \quad \sigma_{c,max} \leq \sigma_k$$

può essere riscritta in termini di zona reagente:

$$(91) \quad \zeta \geq \zeta_{min} | \sigma_c = \sigma_k \text{ (simbologia: } \zeta_{min} \text{ calcolato per } \sigma_c = \sigma_k)$$

che significa che la zona reagente deve essere non inferiore a quella zona che corrisponde al raggiungimento della  $\sigma_k$ .

Per determinare l'espressione che esplicita la (89), sono disponibili tre equazioni:

l'equilibrio alla traslazione:

$$(92) \quad C - T = N, \text{ da cui: } \sigma_c s x/2 - \sigma_{tr} s y/2 = N$$

l'equilibrio alla rotazione:

$$(93) \quad C x/3 - T/3 * (3x+2y) = N (b/2 - e)$$

la linearità del diagramma delle tensioni (dal principio di conservazione delle sezioni piane):

$$(94) \quad \sigma_c / x = \sigma_{tr} / y, \text{ da cui: } \sigma_c / \sigma_{tr} = x / y$$

Le (92) (93) (94) costituiscono un sistema di tre equazioni nelle tre incognite:  $\sigma_c$ ,  $x$ ,  $y$ .

Infatti l'eccentricità è nota, in quanto si vuole determinare la zona reagente della sezione sotto una precisa condizione di carico.

Note  $x, y$  si ricava  $z$ :  $z=x+y$ , dopodiché è anche possibile ricavare  $\sigma_c$  (la cui espressione è riportata nella (113)).

La risoluzione del sistema (che per semplicità omettiamo) fornisce:

$$(95) \quad \zeta = z / b = \beta - \sqrt{[\beta^2 + 3 \beta (2\eta - 1)]}$$

Questo è quindi il valore di  $\zeta$  competente ad una determinata condizione di carico. Per effettuare la verifica di resistenza in base alla (91) conosciamo dunque il termine di sinistra, dato dalla (95). Manca ancora il termine di destra, cioè il valore minimo di  $\zeta$  che si attinge quando  $\sigma_c = \sigma_k$ .

Si possono ancora utilizzare sotto sistema le tre equazioni (92) (93) (94), avendo stavolta come incognite:  $x$ ,  $y$  e l'eccentricità 'e'. Infatti in questo calcolo la  $\sigma_c$  è nota, essendo pari a  $\sigma_k$ ; ciò che si vuole determinare è la condizione di carico che la provoca, ossia la posizione del carico assiale (cioè la sua eccentricità).

Risolvendo il sistema, si ottiene:

$$(96) \quad \zeta_{\min} = 2 \beta \gamma / (\beta - \gamma)$$

La verifica di resistenza (91) è dunque espressa da:

$$(97) \quad \zeta = \beta - \sqrt{[\beta^2 + 3 \beta (2\eta - 1)]} \geq \zeta_{\min} = 2 \beta \gamma / (\beta - \gamma)$$

La condizione di verifica può essere espressa anche nella forma:

$$(98) \quad \eta \leq \eta_{\lim}$$

dove  $\eta_{\lim}$  si ricava imponendo l'uguaglianza nella (97):

$$(99) \quad \eta_{\lim} = ( [ ( \beta - 2 \beta \gamma / (\beta - \gamma) )^2 - \beta^2 ] / (3\beta + 1) ) / 2$$

Al paragrafo seguente esamineremo il caso di sezione assolutamente non reagente a trazione. Le espressioni che troveremo in via diretta si possono già ricavare da quanto appena visto.

Ipotizzare una totale mancanza di resistenza a trazione significa infatti porre:

$$(100) \quad \sigma_{tr} = 0, \beta = +\infty$$

Portando al limite la (95), si ottiene:

$$(101) \quad \lim(\text{per } \beta \rightarrow \infty) \zeta = \lim(\text{per } t \rightarrow 0) [ 1 / t * ( 1 - \sqrt{[1 + 3 t (2\eta - 1)]} ) ] = 3/2 * (1 - 2\eta)$$

e quindi:

#### A.4. Analisi Globale

---

$$(102) \quad \zeta|_{\sigma_{tr}=0} = 3/2 * (1 - 2\eta)$$

Portando al limite la (96) si ha:

$$(103) \quad \lim(\text{per } \beta \rightarrow \infty) \zeta_{,min} = \lim(\text{per } \beta \rightarrow \infty) [ 2 \gamma / ( 1 - \gamma/\beta ) ] = 2 \gamma$$

e quindi la condizione di resistenza (97), nel caso di materiale assolutamente non reagente a trazione, si trasforma nella:

$$(104) \quad 3/2 (1 - 2\eta) \geq 2 \gamma$$

espressione che ritroveremo tra breve nel caso 4B.

In molti casi, effettivamente, la muratura è considerata completamente non resistente a trazione, per cui  $\beta = +\infty$ ; si vede dalla (102) che in tal caso il legame tra eccentricità di carico e zona reagente, cioè tra  $\eta$  e  $\zeta$  è lineare: ciò significa che aumentando l'eccentricità, diminuisce linearmente la sezione reagente.

Volendo considerare non nulla la resistenza a trazione della muratura, le  $\sigma_{tr}$  reali comportano valori di  $\beta$  superiori almeno a 5, e già per tali valori il legame tra  $\zeta$  ed  $\eta$  può essere ritenuto praticamente lineare.

Questo fatto ha un'importante conseguenza. Infatti, l'assunzione della linearità fra  $\zeta$  ed  $\eta$  semplifica il calcolo della rigidezza alla traslazione del maschio murario in parte parzializzato, come vedremo in uno dei paragrafi seguenti.

##### A.4.3.1.2. SEZIONI ASSOLUTAMENTE NON RESISTENTI A TRAZIONE

###### *Caso 3. SFORZO NORMALE DI TRAZIONE ( $N < 0$ )*

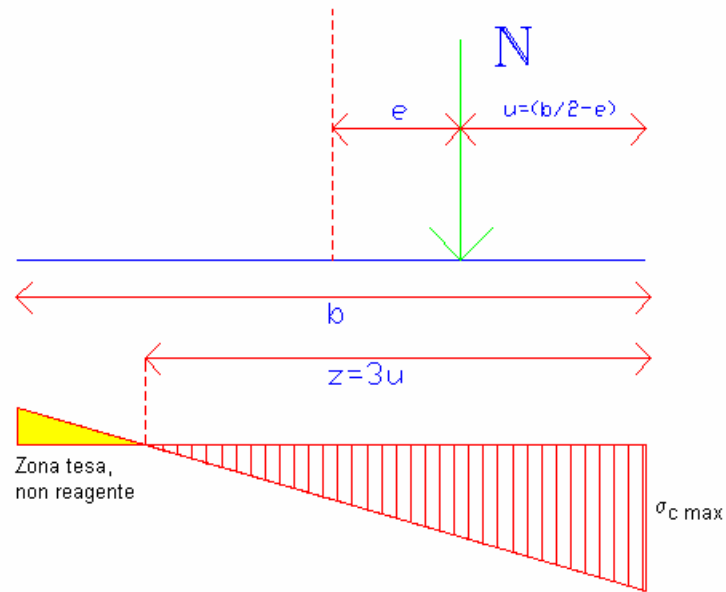
Si tratta di un caso impossibile: infatti il materiale non reagisce a trazione, quindi non sono consentite tensioni di trazione, le uniche che sarebbero presenti con  $N < 0$ .

###### *Caso 4. SFORZO NORMALE DI COMPRESSIONE ( $N > 0$ )*

###### *Caso 4A. SEZIONE INTERAMENTE REAGENTE E COMPRESSA*

Questo caso è incluso nel 2A, e quindi le (79) (80) lo descrivono compiutamente.



**Caso 4B. SEZIONE PARZIALIZZATA**


**Fig. 33.** Sezione parzializzata (materiale non reagente a trazione)

Come nel caso 2B, valgono anche in questo caso i limiti per l'eccentricità del carico espressi dalle (81) (98)

Con riferimento alla figura 33, per l'equilibrio si ha:

$$(105) \quad N = \sigma_{c,max} * 3u / 2 * s$$

ed in termini di zona reagente:

$$(106) \quad z = 3 (b/2 - e) = 3b/2 * (1 - 2\eta) , \text{ da cui: } \zeta = 3/2 * (1 - 2\eta)$$

Poiché:

$$(107) \quad z = 3u = \zeta b$$

possiamo sviluppare la (105) per determinare la zona reagente in corrispondenza di  $\sigma_c = \sigma_k$ :

#### A.4. Analisi Globale

---

$$(108) \quad N = \sigma_k \zeta_{\min} b s/2, \text{ da cui: } N / (b s \sigma_k) = \zeta_{\min} / 2, \text{ da cui: } \zeta_{\min} = 2 \gamma$$

La condizione di resistenza è dunque data da:

$$(109) \quad \zeta \geq 2\gamma, \text{ da cui: } 3/2 (1 - 2\eta) \geq 2\gamma, \text{ o equivalentemente: } \eta \leq \eta_{\lim} = (1 - 4/3 * \gamma) / 2;$$

la (109) è già stata ricavata per altra via (vedi (104)).

##### A.4.3.1.3. CALCOLO DELLE TENSIONI

Per completezza, diamo ora le espressioni delle tensioni normali per tutti i casi esaminati, indicando la verifica da effettuare (confronto con i valori caratteristici di riferimento).

Sforzo normale di trazione. Materiale reagente a trazione (caso 1).

$$(110) \quad \sigma_{t,\max} = |N| / (bs) * (1 + 6e/b) \quad [ \leq \sigma_{tr} ]$$

Sforzo normale di compressione.

Sezione interamente compressa, materiale reagente o meno a trazione (casi 2A e 4A).

$$(111) \quad \sigma_{c,\max} = N / (bs) * (1 + 6e/b) \quad [ \leq \sigma_k ]$$

Sezione interamente reagente ma parzialmente tesa, materiale reagente a trazione (caso 2B).

$$(112) \quad \begin{aligned} \sigma_{c,\max} &= N / (bs) * (1 + 6e/b) \quad [ \leq \sigma_k ] \\ \sigma_{t,\max} &= N / (bs) * (-1 + 6e/b) \quad [ \leq \sigma_{tr} ] \end{aligned}$$

Sezione parzializzata, materiale reagente a trazione (caso 2C).

Dalla risoluzione del sistema (92) (93) (94) si ha (per semplicità si omette la dimostrazione):

$$(113) \quad \begin{aligned} \sigma_{c,\max} &= (2\beta/\zeta + 1) \sigma_{tr} \quad [ \leq \sigma_k ] \\ \sigma_{t,\max} &= \sigma_{tr} \end{aligned}$$

Sezione parzializzata, materiale non reagente a trazione (caso 4C). Dalle (105) (107) segue:

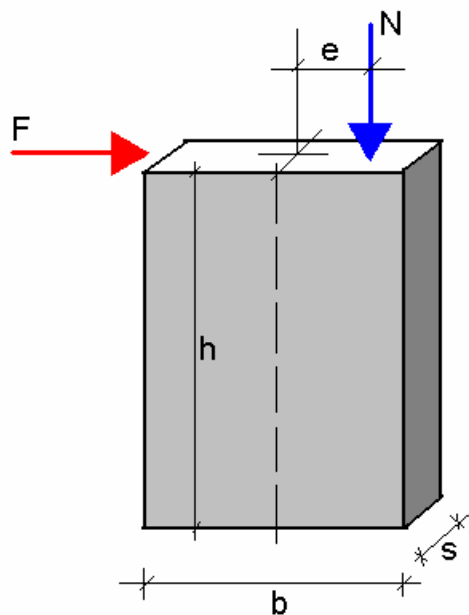
$$(114) \quad \sigma_{c,\max} = 2 N / (\zeta bs) \quad [ \leq \sigma_k ]$$

In tutti questi casi, la tensione tangenziale è data dal taglio diviso l'area reagente ( $z_s$ ) (uguale a  $bs$ ) quando la sezione è interamente reagente):

$$(115) \quad \tau = S / (\zeta bs) \quad [ \leq \tau_u = \tau_k \sqrt{1 + \gamma / 1.5 * \sigma_k / \tau_k} ]$$

Le verifiche di resistenza (111) (112) (113) (115) sono quelle effettivamente utilizzate per i maschi murari nell'ambito del calcolo PorFlex.

#### A.4.3.1.4. ESEMPIO DI VERIFICA A PRESSOFLESSIONE COMPLANARE



**Fig. 34.** Verifica a PressoFlessione Complanare di parete muraria

Consideriamo la parete muraria in fig. 34; supponiamo che sia caratterizzata dai seguenti parametri:

Geometria:  $b = 2.00$  m,  $s = 0.50$  m,  $h = 3.00$  m.

Materiale:  $\tau_k = 12$  t/mq,  $\sigma_k = 300$  t/mq,  $\sigma_{tr} = \tau_k = 12$  t/mq.

Carichi:  $N = 70$  t,  $F = 25$  t.

Vincolamento: doppio incastro; il momento è pari a:  $M = Fh/2 = 25 * 3.00 / 2 = 37.5$  tm

Si vuole determinare la tensione normale nella sezione trasversale di sommità (per semplicità, si prescinde dal peso proprio; per verificare la sezione di base sarebbe sufficiente aggiungere il peso proprio e seguire la stessa procedura). Si vuole inoltre determinare il momento resistente, e quindi il massimo valore della forza orizzontale  $F$  per cui la verifica di resistenza è soddisfatta.

Considereremo due ipotesi: sezione interamente reagente a trazione e a compressione (A.4.3.1.1., caso 2B), e sezione parzialmente reagente a trazione (caso 2C).

#### A.4. Analisi Globale

---

L'effetto della forza orizzontale è quello di spostare la retta di azione dello sforzo normale di una distanza dall'asse baricentrico pari all'eccentricità 'e':

$$e = M/N = (25 * 3.00 / 2) / 70 = 0.536 \text{ m}$$

Si ha:

$$\sigma_m = N / (b * s) = 70000 / (200 * 50) = 7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\eta = e / b = 0.536 / 2.00 = 0.268 < 0.5 \text{ (la parete è verificata rispetto al ribaltamento)}$$

$$\beta = N / (b * s * \sigma_{tr}) = 70 / (2.00 * 0.50 * 12) = 5.833$$

$$\gamma = N / (b * s * \sigma_k) = 70 / (2.00 * 0.50 * 300) = 0.233$$

La verifica a taglio è soddisfatta: infatti (vd. (72)):

$$F \leq b s \tau_k \sqrt{1 + \gamma / 1.5 * \sigma_k / \tau_k}, \text{ ossia:}$$

$$25 < 2.00 * 0.50 * 12 * \sqrt{1 + 0.233 / 1.5 * 300 / 12} = 26.5$$

Nell'ipotesi di **sezione completamente reagente a trazione e a compressione**, si ha:

$$\eta_{\text{limite per compressione}} = 1/6 * (1/\gamma - 1) = 1/6 * (1/0.233 - 1) = 0.548$$

$$\eta_{\text{limite per trazione}} = 1/6 * (1/\beta + 1) = 1/6 * (1/5.833 + 1) = 0.195$$

e quindi si conclude che la parete NON è verificata:

$$\text{infatti: } \eta = 0.268 > \eta_{\text{limite}} = 0.195$$

Questa verifica equivale a calcolare la  $\sigma_{\max}$  e la  $\sigma_{\min}$  a sezione interamente reagente: infatti:

$$\sigma_{\max} = \sigma_m * (1 + 6\eta) = 7 * (1 + 6 * 0.268) = 18.256 < \sigma_k = 300 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\min} = \sigma_m * (1 - 6\eta) = 7 * (1 - 6 * 0.268) = -4.256 < \sigma_{tr} = -1.2 \text{ kg/cm}^2$$

Seguiamo invece l'ipotesi di **sezione parzializzata**. Ricavando  $\eta_{\text{limite}}$  dalla (97), si ha:

$$\eta_{\text{limite}} = [(\beta - 2\gamma / (\beta - \gamma))^2 - \beta^2] / (3 * \beta + 1) = 0.345$$

e quindi la parete E' verificata, poiché:

$$\eta = 0.268 < \eta_{\text{limite}} = 0.3449$$

Dal punto di vista tensionale:

il valore di  $\eta$  che corrisponde all'inizio della parzializzazione è:

$$\eta' = 1/6 * (1/\beta + 1) = 1/6 * (1/5.833 + 1) = 0.195$$

ed essendo quindi:

$$\eta > \eta'$$

ciò significa che la sezione è parzializzata. La massima tensione di trazione vale quindi:

$$\sigma_{\min} = -1.2 \text{ kg/cm}^2 = \sigma_{tr};$$

la massima tensione di compressione vale (vd. (113)):

$$\sigma_{\max} = (2 * \beta / \zeta + 1) * \sigma_{tr}$$

dove:

$$\zeta = \beta - \sqrt{\beta^2 + 3\beta(2\eta - 1)} = 0.743$$

e quindi:

$$\sigma_{\max} = (2 * 5.833 / 0.743 + 1) * 1.2 = 20.04 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_k = 30 \text{ kg/cm}^2$$

Considerando i due casi, è possibile calcolare il massimo valore della forza  $F$  per cui la parete è verificata:

$$M_{lim} = \eta \cdot b \cdot N$$

e quindi:  $F_{lim} = 2 \cdot \eta \cdot b \cdot N / h$

a) interamente reagente:  $\eta_{lim} = 0.195$ , da cui:  $F_{lim} = 2 \cdot 0.195 \cdot 2.00 \cdot 70 / 3.00 = 18.2 \text{ t}$

b) parzializzata:  $\eta_{lim} = 0.345$ , da cui:  $F_{lim} = 2 \cdot 0.345 \cdot 2.00 \cdot 70 / 3.00 = 32.2 \text{ t}$

Nel passaggio quindi dalla schematizzazione (a) alla (b) la forza orizzontale incassabile dalla parete incrementa del 77% .

Quest'informazione è particolarmente importante per la calibrazione delle **Verifiche sismiche a Pressoflessione per Azioni Complanari**, una delle verifiche in genere più difficili da soddisfare. Appare infatti preferibile seguire la via della parzializzazione della sezione, verificando non la tensione di trazione (che non supererà mai la resistenza a trazione), ma la tensione di compressione. Questo comportamento ovviamente è accettabile solo se è consentito far affidamento sulla sezione parzializzata. Se invece la verifica deve anche prevedere che in nessun caso la sezione si parzializzi, occorre necessariamente considerare la sezione interamente reagente.

#### **A.4.3.2. RIGIDEZZA ALLA TRASLAZIONE DEI MASCHI MURARI**

Dal Metodo Por già conosciamo l'espressione della rigidezza alla traslazione di un maschio murario completamente reagente; peraltro nel Por non si ipotizzava nemmeno la possibilità di una parzializzazione della sezione trasversale.

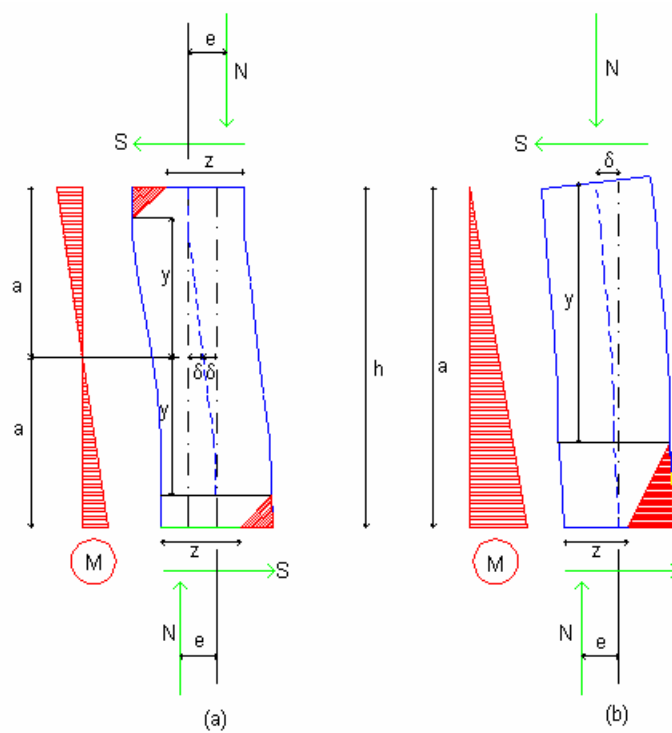
Nel PorFlex, invece, le verifiche a pressoflessione che vengono effettuate possono evidenziare la parzializzazione delle zone di estremità dei maschi murari, che ancora non sono comunque collassati (né a tensioni normali né a taglio).

La rigidezza alla traslazione dipende ovviamente dalla parte reagente del maschio murario, quindi varia al variare della parzializzazione delle sezioni.

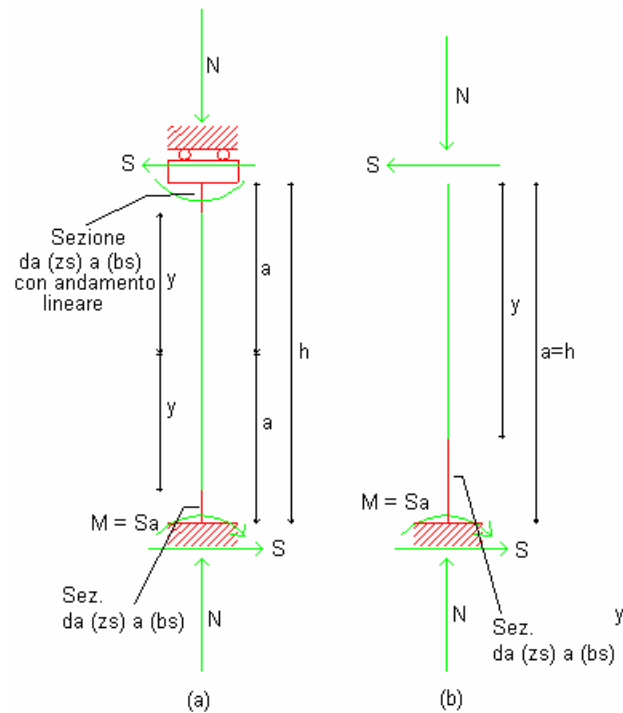
E' opportuno puntualizzare che la presenza di una parzializzazione non ha un diretto legame con il considerare o meno reagente a trazione la muratura.

Se la muratura reagisce a trazione, la parzializzazione avverrà con una piccola zona tesa nella sezione ed una zona non reagente dove la tensione di trazione supera  $\sigma_{tr}$ ; se la muratura è assolutamente non reagente a trazione, in una sezione parzializzata la zona reagente è necessariamente compressa.

A questo punto si ricerca una formulazione generale della rigidezza che tenga conto di questi aspetti.



**Fig. 35.** Maschi murari soggetti a pressoflessione: vincoli superiori di incastro e di cerniera



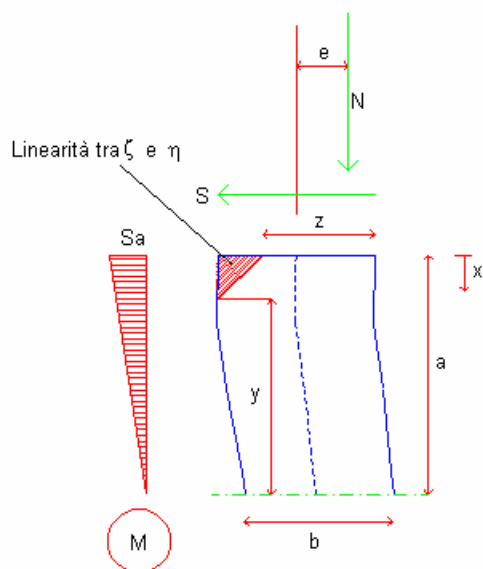
**Fig. 36.** *Schemi statici per il calcolo della rigidezza alla traslazione.*

Nella figura 35.a è rappresentato un maschio murario sottoposto allo sforzo normale  $N$ , all'azione orizzontale  $S$ , con vincolo in sommità pari ad un incastro scorrevole (questo significa che la striscia sovrastante non è collassata e quindi è in grado di garantire l'incastro).

Si suppone che il maschio sia soggetto ad una sollecitazione che ne parzializza le sezioni di estremità.

Poiché l'andamento del momento lungo l'altezza è lineare con punto di nullo a metà e valore massimo agli estremi, scendendo dalla sommità l'eccentricità diminuisce progressivamente, e dopo un certo tratto la sezione trasversale torna interamente reagente.

Questa situazione è rappresentata in figura 35.a dall'area in tratteggio in alto a sinistra; in basso a destra la simmetria genera la stessa situazione. Un ingrandimento è riportato in figura 37.



**Fig. 37.**

Questa regione tratteggiata ha andamento lineare in virtù di quanto precedentemente esposto.

Infatti, il momento flettente e quindi l'eccentricità di  $N$  diminuiscono linearmente con la coordinata  $x$  (scendendo dall'alto verso il basso); pertanto le sezioni trasversali corrispondenti a valori crescenti di  $x$  sono via via sottoposte a sollecitazioni meno impegnative, e la zona non reagente si riduce progressivamente.

La linearità tra eccentricità e zona reagente, cioè tra  $\eta$  e  $\zeta$  è valida in virtù degli alti valori assunti in pratica da  $\beta$ ; questo aspetto è già stato in precedenza evidenziato.

Se la sezione di sommità si suppone parzializzata, scendendo lungo  $x$  si avrà ad un certo punto una sezione sottoposta a un'azione inferiore, tale da consentirle di reagire interamente. Questa sezione viene individuata da 'y'.

Lo schema statico corrispondente è quello di figura 36.a.

Le parti marcate sono a sezione completamente reagente.

Nella figure 35 (b) e 36 (b) è rappresentato un maschio murario il cui vincolo in sommità è pari a una cerniera (la striscia sovrastante è collassata), per cui in pratica diviene una mensola (la



sommità infatti può sempre traslare); per questo caso si possono fare considerazioni del tutto analoghe a quelle del maschio superiormente incastrato.

Per il calcolo della rigidezza alla traslazione, si ricerca anzitutto l'espressione di 'y', che individua l'altezza di maschio integro.

La relazione tra momento, sforzo normale ed azione orizzontale è data da:

$$(116) \quad e = M/N = Sa/N, \text{ da cui: } S = Ne/a$$

Questa relazione vale sia per maschio superiormente incastrato che incernierato, con l'osservazione che:

$$(117) \quad a = h/2 \text{ per maschio superiormente incastrato; } a = h, \text{ per maschio superiormente incernierato}$$

Il momento lungo la coordinata x vale:

$$(118) \quad M(x) = Sa - Sx = Ne/a (a-x)$$

Si deve determinare x tale che:

$$(119) \quad M(x) / N = b \eta'$$

dove:

$$(120) \quad \eta' = 1/6 * (1 + 1/\beta)$$

cioè si deve determinare la x della sezione dove l'eccentricità dello sforzo normale è scesa ad  $\eta'$ , dove si verifica che al bordo teso la massima tensione di trazione uguaglia  $\sigma_{tr}$  e la sezione trasversale torna interamente reagente.

Si ha:

$$(121) \quad e/a * (a-x) = b \eta', \text{ da cui: } e y / a = b \eta', \text{ da cui: } y = a/\eta \eta'$$

e per la (120), segue:

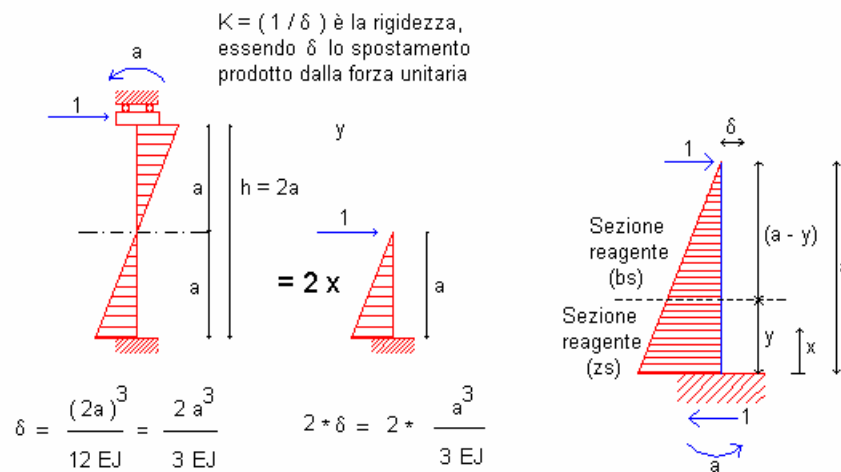
$$(122) \quad y = a/\eta * 1/6 * (1 + 1/\beta)$$

Riassumendo, la sezione reagente del maschio (visto nello schema mono-dimensionale), varia linearmente da (zs) per  $x=0$  a (bs) per  $x=(a-y)$ , o equivalentemente l'eccentricità varia

#### A.4. Analisi Globale

linearmente passando da  $\eta$  per  $x=0$ , ad  $\eta'$  per  $x=(a-y)$ , a 0 per  $x=a$ .

Gli integrali da risolvere per la determinazione della rigidezza alla traslazione vengono resi più semplici dalla linearità della sezione reagente.



**Fig. 38.** Calcolo della rigidezza alla traslazione.

Se  $\delta$  è lo spostamento prodotto dalla forza unitaria,  $K=1/\delta$  è la rigidezza alla traslazione.

Come si vede dalla figura 38, il calcolo di  $\delta$  nello schema di incastro scorrevole può ricondursi a 2 volte il  $\delta$  dello schema a mensola; oltretutto lo schema a mensola deve comunque essere esaminato poiché corrisponde al caso di maschio con striscia sovrastante collassata.

Entrambi i casi vengono compresi nella formula:

$$(123) \quad K = 1 / (\psi \delta)$$

dove

$$(124) \quad \psi = 1 \text{ per maschio superiormente incastrato, } \psi = 2 \text{ per maschio superiormente incernierato}$$

Il calcolo dello spostamento  $\delta$  viene impostato da:

$$(125) \quad \delta = \int_0^a M^2/EJ \, dx + \int_0^a \chi T^2/GA \, dx$$

dove si sono considerati il contributo flessionale e quello a taglio.  
Esplicitando le grandezze presenti nella formula:

$$(126) \quad M(x) = -a + x, \quad 0 \leq x \leq a$$

$$J_x = [(b-z)/(a-y)]^3 x + z^3, \quad 0 \leq x \leq (a-y)$$

$$J_x = b^3, \quad (a-y) \leq x \leq a$$

$$J(x) = J_x \cdot s/12, \quad 0 \leq x \leq a$$

$$A_x = (b-z)/(a-y) \cdot x + z, \quad 0 \leq x \leq (a-y)$$

$$A_x = b, \quad (a-y) \leq x \leq a$$

$$A(x) = A_x \cdot s, \quad 0 \leq x \leq a$$

e sviluppando gli integrali, si giunge alla seguente espressione di  $\delta$  (si omette per semplicità il calcolo), valida quindi per maschio a sezioni d'estremità parzializzate:

$$(127) \quad \delta = 1/Gs \left[ \frac{2}{3} \cdot (y/b)^3 + 2 \cdot L / (D^3) + f(a) - f(y) + \chi (y/b + L/D) \right]$$

dove:

$$y = 1/6 \cdot a/\eta \cdot (1 + 1/\beta), \quad \text{se } \sigma_{tr} > 0$$

$$y = 1/6 \cdot a/\eta, \quad \text{se } \sigma_{tr} = 0$$

$$\zeta = z/b = \beta - \sqrt{[\beta^2 + 3\beta(2\eta - 1)]}, \quad \text{se } \sigma_{tr} > 0$$

$$\zeta = z/b = 3/2 (1 - 2\eta), \quad \text{se } \sigma_{tr} = 0$$

$$L = \ln \zeta$$

$$D = (z-b)/(a-y)$$

$$C = (ba - zy) / (a - y)$$

$$f(x) = C (3C + 4Dx) / [2 D^3 (C + Dx)^2]$$

Nella (127) sono riportate le formule valide sia per il caso di muratura reagente a trazione ( $\sigma_{tr} > 0$ ), sia per il caso contrario ( $\sigma_{tr} = 0$ ).

L'espressione (127) dello spostamento  $\delta$  costituisce quindi una generalizzazione di quella già nota per maschio totalmente integro, cioè avente tutte le sezioni trasversali interamente reagenti:

#### A.4. Analisi Globale

---

$$(128) \quad \delta = 1/Gs \left[ \frac{2}{3} * (a/b)^3 + \chi (a/b) \right] = 1 / Gs * \left[ Gsh^3 / 12EJ + \chi h/b \right]$$

La (128) infatti si ottiene con un passaggio al limite direttamente dalla (127): facendo tendere  $z$  a  $b$  ed  $y$  ad  $a$  risulta che  $L$  tende a zero,  $(f(a)-f(y))$  tende a zero,  $D$  tende a una costante.

La (128) è già nota dalla formulazione del Metodo Por.

Si osservi che in queste relazioni si è utilizzato, per semplicità, il legame:  $E=6G$ .

Una riprova della correttezza delle (127) (128) si può avere considerando una parete muraria sottoposta ad un carico  $N$  e ad una forza orizzontale  $S$ , e valutandone la rigidezza una prima volta con la (127) cioè tenendo conto della parzializzazione della sezione (supponendo ovviamente che l'eccentricità di  $N$  sia tale da provocarla), ed una seconda volta con la (128).

Risulta che il maschio parzializzato è più deformabile di quello integro (minor rigidezza e quindi maggiore spostamento a parità di forza orizzontale).

Calcoli di questo genere saranno sviluppati anche in seguito, relativamente alle verifiche a pressoflessione delle pareti in muratura.

##### A.4.3.3. DESCRIZIONE DEL PROCEDIMENTO PORFLEX

Nel metodo Por viene determinato lo spostamento  $\delta R$  del centro delle rigidezze di piano che definisce la fine del comportamento elastico per la prima parete; da questo punto in poi, il procedimento prosegue con incrementi successivi (di una quantità prefissata) di  $\delta R$ .

Nel PorFlex invece il procedimento degli incrementi successivi di  $\delta R$  viene attivato fin dall'inizio, secondo il seguente schema.

Al passo (0), cioè all'inizio, si calcolano:

- le rigidezze  $K_j(0)$  [rigidezza della parete 'j' al passo (0)]
- i coefficienti  $p_j(0)$  che legano lo spostamento di ogni parete a quello del centro delle rigidezze
- la posizione del centro delle rigidezze  $R(0)$
- la posizione del baricentro  $G$ .

A questo punto, si pone:

$$(129) \quad \delta R(1) = \delta R(0) + \Delta \delta R$$

dove:

$\delta R(1)$  = spostamento del centro delle rigidezze al passo (1);

$\Delta \delta R$  = incremento prefissato (per esempio 0.5 mm.);

$\delta R(0)=0$ .

Tramite i  $\rho_j(0)$  si può quindi ricavare lo spostamento di ogni parete 'j':

$$(130) \quad \delta j(1)$$

e quindi la forza orizzontale agente sulla parete (forza reattiva sviluppata in corrispondenza dello spostamento):

$$(131) \quad F_j(1) = K_j(0) * \delta j(1)$$

Grazie a tutte le forze  $F_j(1)$ , si possono calcolare le forze e le sollecitazioni agenti nelle strisce, e quindi condurne le relative verifiche. Se le verifiche sono soddisfatte, il vincolo in sommità dei maschi murari interessati è un incastro scorrevole:  $\psi_j(1)=2$ ; altrimenti, a striscia collassata, è una cerniera:  $\psi_j(1)=1$ .

Per ogni singolo maschio, sono noti:

$N_j$  = sforzo normale dato dal carico verticale agente sulla parete (resta costante nel procedimento a causa della trascurabilità delle variazioni di sforzo assiale prodotte dai tagli delle strisce);

$b, s$  = dimensioni geometriche della sezione trasversale;

$h$  = altezza;

$\sigma_k, \sigma_{tr}$  = tensioni caratteristiche a compressione e a trazione del materiale costituente la parete muraria;

$\beta$  = parametro adimensionale di trazione definito dalla (75);

$\gamma$  = parametro adimensionale di compressione definito dalla (71).

E' quindi possibile calcolare l'eccentricità:

$$(132) \quad e_j(1) = F_j(1) h / [ \psi_j(1) N_j ]$$

e conseguentemente:  $\eta_j(1)$  con la (74);  $\zeta_j(1)$  e  $\delta_j(1)$  con le (127). Il  $\delta_j(1)$  ora calcolato differisce dal (130) a causa dell'iteratività del procedimento.

Si può adesso calcolare:

#### A.4. Analisi Globale

---

$$(133) \quad K_j(1) = 1 / [\psi_j(1) \delta_j(1)]$$

e quindi si possono eseguire nel maschio murario le verifiche tensionali a taglio e a flessione, calcolando le  $\tau_j(1)$ ,  $\sigma_{cj}(1)$ ,  $\sigma_{tj}(1)$ .

Supponiamo che a questo passo (1) le verifiche nei maschi siano tutte soddisfatte.

La parete 'j' avrà ora rigidezza  $K_j(1)$ .

Utilizzando tutte le rigidezze aggiornate  $K_j(1)$ , si ricalcola la posizione del centro delle rigidezze  $R(1)$  ed i coefficienti  $\rho_j(1)$ ; quindi si riprende il procedimento dall'inizio incrementando lo spostamento di R:

$$(134) \quad \delta R(2) = \delta R(1) + \Delta \delta R$$

e così via.

Per completare la formulazione della procedura, occorre descrivere come si individua ad ogni passo l'insieme delle pareti reagenti in base alle verifiche a taglio e a flessione (delle strisce abbiamo già detto: se reagenti assicurano un vincolo, altrimenti no; ma le strisce non contribuiscono direttamente alla forza reattiva sviluppata dall'organismo murario, la quale è invece data dalla somma delle forze competenti ai singoli maschi).

Al passo 'i', la parete 'j' può risultare non verificata a compressione ( $\sigma_{cj}(i) > \sigma_k$ ): in tal caso, la parete crolla immediatamente a flessione (ricordare il comportamento elasto-fragile) ed esce dall'insieme delle pareti reagenti.

Se invece accade che il taglio raggiunge il valore ultimo, ossia in termini di tensione tangenziale:  $\tau_j(i) = \tau_{uj}$  e in termini di forza:  $F_j(i) = F_{uj}$ , la forza reattiva della parete si stabilizza ed ha inizio il comportamento elasto-plastico a taglio. Lo spostamento della parete corrispondente è quello del limite elastico:  $\delta_j(i) = \delta_o$ .

Al passo successivo (i+1), dovendo  $F_j$  restare costante:

$$(135) \quad F_j(i+1) = F_j(i)$$

appena noto  $\delta_j(i+1)$  si ricava la nuova rigidezza:

$$(136) \quad K_j(i+1) = F_j(i+1) / \delta_j(i+1)$$

certamente in diminuzione rispetto a quella del passo precedente, in quanto  $\delta_j(i+1)$  è maggiore di  $\delta_j(i)$  (il procedimento infatti va avanti per incrementi successivi dello spostamento orizzontale).

Si osservi che durante la fase plastica a taglio:

- $F_j$  è costante
- di conseguenza nella striscia sovrastante non può variare il taglio e quindi non cambia la condizione di vincolo superiore del maschio, cioè  $\psi_j$  è costante
- $N_j$  non varia per ipotesi

e quindi dalla (132) si deduce che la verifica a flessione diventa superflua, in quanto è stata già eseguita al passo precedente e le tensioni normali sono stabilizzate sui valori conseguiti prima della plasticità a taglio.

In pratica, durante questa fase plastica le tensioni  $\sigma_c$ ,  $\sigma_t$  e  $\tau$  restano tutte costanti; i parametri che cambiano sono invece la rigidezza  $K$  e lo spostamento  $\delta$ , fino a che:

$$(137) \quad \delta_j(n) = \mu \delta_o, \text{ dove } \mu = \text{duttilità}$$

e corrispondentemente la parete collassa a taglio.

Ricapitolando, una parete può collassare:

- per flessione (verifica a compressione) prima che sia raggiunta, a taglio, la forza ultima e prima quindi che abbia inizio la fase di plasticità a taglio;
- per taglio, dopo aver raggiunto la forza ultima a taglio (Stato Limite Elastico, in corrispondenza del quale si calcolano per l'ultima volta le tensioni  $\sigma_c$  e  $\sigma_t$ ) ed aver percorso - grazie alla duttilità - il tratto di plasticità.

Le lesioni a taglio e a flessione possono anche manifestarsi prima del collasso.

Si ha lesione a taglio quando è stato comunque superato, nella parete, il limite di fessurazione; si ha lesione a flessione quando si ha parzializzazione della sezione trasversale del maschio pur essendo soddisfatta la verifica a compressione.

Allo Stato Limite Ultimo della struttura (costituita dall'insieme delle pareti) ogni parete ed ogni striscia avranno allora la propria configurazione di lesione, a seconda dello stadio a cui si trovano al momento del termine del procedimento di calcolo PorFlex.

Come nel caso del Por, il PorFlex ha termine quando è stato conseguito il massimo valore della forza reattiva globalmente sviluppabile dall'organismo murario. Questo valore viene assunto come resistenza ultima del piano considerato per una equivalente forza sismica che agisce nella direzione di analisi (cioè la direzione dello spostamento del centro delle rigidezze).

##### A.4.3.4. CONSIDERAZIONI SUL PORFLEX E CONFRONTO CON IL POR

Il Por si limita a considerare la resistenza a taglio dei maschi murari; nel PorFlex si prende in esame anche la possibilità di crisi a flessione, ed inoltre vengono considerati come elementi resistenti anche le strisce.

PorFlex si presenta conservativo rispetto al Por (cioè agisce dalla parte della sicurezza) in quanto considera più aspetti del comportamento strutturale, e costituisce senz'altro un miglioramento del metodo Por, di cui supera alcune pesanti limitazioni.

Confrontando tra loro i diagrammi globali  $H-\delta$  prodotti dal Por e dal PorFlex per la stessa struttura, si può constatare come spesso il Por mostra un limite elastico ben superiore a quello del PorFlex.

I due metodi possono portare a risultare coincidenti nel caso di pareti tozze per le quali prevale senz'altro il comportamento a taglio; ma in ogni caso il PorFlex non può condurre a valori di resistenza superiori a quelli del Por.

Si ritiene opportuna a questo punto una osservazione sul principale limite di questi metodi (Por, PorFlex), consistente nell'analisi separata dei piani dell'edificio.

Si tratta di una semplificazione fondamentale ai fini del calcolo; tuttavia in questo modo risulta impossibile tenere conto in maniera esatta del collasso delle fasce di piano e della reale ridistribuzione degli sforzi assiali (trascurata nello schema qui adottato, ma che in realtà può avere una sua importanza).

Per superare questa limitazione non resta che l'analisi agli elementi finiti, della cui complessità abbiamo già detto.

D'altra parte Por e PorFlex forniscono mezzi d'indagine che, se correttamente interpretati, raggiungono lo scopo di inquadrare il reale comportamento sismico degli edifici in muratura.

Si osservi che nel software applicativo può vantaggiosamente essere introdotto lo Stato Limite di Verifica allo scopo di rendere coerente la 'fotografia' del comportamento strutturale dell'edificio fra i suoi diversi piani.

E' vero, infatti, che l'analisi viene svolta separatamente, ma la difficoltà di raccordare i risultati ottenuti tra i vari piani è data soprattutto dalla totale indipendenza di ogni Stato Limite Ultimo.

In altre parole, allo Stato Limite Ultimo del piano 'i' in direzione X (ad esempio) corrisponde una forza reattiva che si presenta in un certo rapporto con la forza sismica di progetto (questo rapporto è in pratica il coefficiente di sicurezza); al piano 'j' questo rapporto assume un altro valore. Ciò rende incoerenti fra i diversi piani le



rappresentazioni degli Stati Limite Ultimi.

Se invece per ogni piano si fa riferimento alla configurazione assunta dall'organismo murario in corrispondenza di una forza reattiva globalmente sviluppata pari alla forza sismica di progetto, tutti i piani diventano 'coerenti' fra di loro (per il sisma nella direzione esaminata) in quanto le forze sismiche ai vari piani sono calcolate contemporaneamente considerando l'edificio nella sua globalità.

Rappresentando allora l'intero edificio con i suoi diversi piani ognuno 'fotografato' in corrispondenza dello Stato Limite di Verifica, diventa possibile - ad esempio - avere una mappa delle lesioni 'coerente'. In altre parole, quelle lesioni si formano effettivamente ai vari piani nello stesso momento, cioè quando viene raggiunto un valore di forza reattiva pari a quello della forza sismica agente.

Affinché questa rappresentazione sia realmente possibile occorre ovviamente che lo Stato Limite di Verifica si manifesti effettivamente per ogni piano; in altre parole, occorre che tutti i coefficienti di sicurezza siano superiori ad 1.

Volendo puntualizzare il concetto, definiamo 'coerente' una rappresentazione dell'edificio dove per tutti i piani sia contemporaneamente considerato lo stesso coefficiente di sicurezza. Tale configurazione corrisponde infatti ad uno stato globale realmente raggiunto dall'edificio nella storia della sua sollecitazione e deformazione sismica.

Rimane infine un'importante considerazione nel confronto Por/PorFlex.

Nel Por, il procedimento passo-passo ha inizio dopo lo Stato Limite Elastico; oltre questo punto vengono poi individuati lo Stato Limite di Fessurazione e Ultimo.

Nel PorFlex, dove il procedimento passo-passo viene applicato fin dall'inizio, e dove oltre al comportamento a taglio si considera anche quello a flessione, con in più l'eventuale presenza delle strisce, si preferisce in genere focalizzare l'attenzione non sugli Stati Limite intermedi (elastico, fessurazione), ma direttamente sullo Stato Limite Ultimo.

Pertanto, la resistenza che deve essere confrontata con la forza sismica di progetto è quella sviluppata al limite ultimo.

Sia per il Por che per il PorFlex si possono, comunque, evidenziare altri due importanti Stati Limite, cioè quello di Verifica e quello di Collasso Prima Parete.

Relativamente al diagramma globale H- $\delta$ , la procedura Por origina un diagramma che presenta un tratto iniziale perfettamente rettilineo, generato analiticamente; nella fase successiva, invece, il diagramma viene generato dal procedimento passo-passo e tende ad appiattirsi, con cadute e rialzi, fino alla crisi ultima.

#### A.4. Analisi Globale

---

Il diagramma  $H-\delta$  prodotto dal PorFlex ha anch'esso un tratto iniziale praticamente rettilineo, non generato analiticamente ma tramite il procedimento passo-passo; rispetto al Por, però, l'appiattimento accompagnato da oscillazioni (cadute e rialzi) avviene generalmente prima, cioè per spostamenti inferiori (la coincidenza può aversi soltanto nel caso di equivalenza tra Por e PorFlex, cioè di comportamento nettamente a taglio dell'organismo murario).

## **A.5. GLI EDIFICI NUOVI IN MURATURA**

Gli edifici nuovi si distinguono in “Muratura Ordinaria” e “Muratura Armata”. Date le loro caratteristiche costruttive significativamente diverse rispetto agli edifici esistenti, dedichiamo all’argomento i seguenti paragrafi evidenziando in particolare l’impostazione della Normativa vigente.

### **A.5.1. MODALITA’ DI APPLICAZIONE DELLA NORMATIVA E DI UTILIZZO DI “P.C.M”**

#### **A.5.1.1. EDIFICI IN MURATURA ORDINARIA**

##### **- IN ZONA NON SISMICA:**

\* Rispetto D.M. 20.11.1987. Si conduce l’Analisi Statica, sotto l’azione dei carichi verticali e del vento.

\* Non è necessario il deposito degli atti all’Ufficio del Genio Civile, come esplicitato dalla Circolare Min.LL.PP. n.195 del 14.2.1974, nemmeno per ciò che riguarda le costruzioni dei solai in c.a. o metallici se costituiscono elementi costruttivi che assolvono una funzione di limitata importanza nel contesto statico dell’opera.

##### **- IN ZONA SISMICA:**

\* Rispetto D.M. 20.11.1987.

\* Rispetto D.M. 16.1.1996:

- obbligatorio delle regole generali del punto C.5.1.

- facoltativo delle regole del punto C.5.2.: se sì, allora viene eseguito il “Dimensionamento Semplificato” secondo le specifiche di tale punto; se no, si esegue la verifica globale, con metodi tipo Por (raccordo con il punto C.9.5. riguardante gli edifici esistenti) o con altri metodi, coerenti con il D.M. 20.11.1987 (in pratica, eseguendo la verifica ad azioni orizzontali sismiche similmente a quanto fatto con il vento).

\* Si conducono:

- l’Analisi Statica, sotto l’azione dei carichi verticali e del vento (riferimento: D.M. 20.11.1987);

- l’Analisi Sismica, sotto l’azione delle forze sismiche (riferimento: D.M. 16.1.1996, e attraverso il collegamento fra metodi di calcolo per edifici nuovi e per esistenti: D.M. 2.7.1981; da tenere presente la Normativa specifica per la ricostruzione in Umbria e Marche, in attuazione della Legge 61/98, secondo la quale si può eseguire un calcolo sismico coerente con il D.M. 20.11.1987, per cui appare ragionevole anche la via di verificare tutto l’edificio nuovo - staticamente e sismicamente - in base al D.M. 20.11.1987. Le linee guida per operare in tal senso si trovano nel volume: Provincia di Perugia, Servizio Sismico Nazionale: “Terremoto in Umbria e Marche del 1997. Criteri di calcolo per la progettazione degli interventi. Verifiche sismiche ed esempi per l’applicazione delle Direttive Tecniche D.G.R. Umbria 5180/98 e D.G.R. Marche

## A.5. Gli Edifici Nuovi in Muratura

---

2153/98 in attuazione L.61/98”, coord. A.De Sortis, G.Di Pasquale, U.Nasini, 1998; tale volume è fornito su supporto informatico nel pacchetto di PC.M).

\* Occorre il deposito presso l’Ufficio del Genio Civile, ai sensi della L.64/74.

### - UTILIZZO DI “PC.M”:

\* Sia l’analisi statica, sia l’analisi sismica vengono eseguite completamente, secondo la Normativa vigente, e coerentemente con i metodi utilizzati.

L’Analisi Statica prevede lo svolgimento delle Verifiche a Compressione (carichi verticali e vento ortogonale alla parete), a PressoFlessione e a Taglio (carichi verticali e forze orizzontali complanari dovute al vento).

Elaborazioni di calcolo sulle tensioni medie di compressione delle pareti e sulla statica delle fondazioni completano l’analisi statica.

L’Analisi Sismica prevede analogamente lo svolgimento della Verifica ad Azioni Ortogonali (carichi verticali e sisma ortogonale alla parete) e della Verifica Globale, articolata in Taglio e PressoFlessione. La Verifica a Taglio eseguita secondo la Circ.21745 del 30.7.1981 conduce al metodo Por (o PorFlex, a seconda della scelta fatta dall’Utente).

Elaborazioni di calcolo sulla sollecitazione in fase sismica delle fondazioni completano l’analisi sismica.

Se per l’Analisi Sismica viene fatto riferimento alla Circ.21745 del 30.7.1981, applicando i metodi Por o PorFlex (validi nel caso dei piani rigidi, situazione normale per i nuovi edifici), comunque vengono eseguite le verifiche statiche previste dal D.M. 20.11.1987 (Compressione, PressoFlessione, Taglio).

L’Analisi Sismica può in alternativa essere condotta secondo il D.M. 20.11.1987, agendo con il sisma analogamente alle verifiche statiche a Taglio e PressoFlessione determinate dal vento.

Nei metodi che fanno riferimento al D.M. 20.11.1987:

- sono prese in considerazione anche le eccentricità ‘convenzionali’ e gli effetti del secondo ordine dovuti alla snellezza,
- la muratura non reagisce a trazione,
- la resistenza a taglio si basa sulla formula dell’attrito di Coulomb ( $f_{vk} = f_{vko} + 0.4 \cdot \sigma_o$ ); nei metodi che fanno capo alla Circ.21745 del 30.7.1981:
- si prescinde da eccentricità e snellezza,
- la muratura reagisce anche a trazione ( $\sigma_{tr} = \tau_k$ ),
- la resistenza a taglio è valutata con la formula di Turnsek-Cacovic, e dipende dalla radice quadrata della tensione verticale.

**Le due strade normative** possono portare a risultati anche significativamente diversi: è compito del progettista, in accordo con le interpretazioni vigenti della Normativa, seguire la via più indicata. Ovviamente, la massima sicurezza può conseguirsi cautelandosi su entrambi i fronti (in pratica, assicurandosi che le verifiche siano soddisfatte secondo entrambe le Norme).

Le Verifiche a Ribaltamento si ritengono in generale non significative per gli edifici nuovi, la cui buona organizzazione strutturale è di fatto un requisito che a priori deve essere rispettato: in PC.M, quindi, può essere superflua la definizione dei 'Setti' a tutt'altezza dell'edificio (generalmente necessaria, invece, per l'analisi degli edifici esistenti); si ricorda che la definizione dei 'Setti' è volta all'esecuzione delle verifiche a ribaltamento e a pressoflessione per azioni ortogonali dei prospetti, verifiche significative appunto laddove siano assenti tirature, legature, cordolature di solai (come può accadere in edifici esistenti, in particolare negli Stati di fatto).

#### A.5.1.2. EDIFICI IN MURATURA ARMATA

L'edificio in muratura armata viene regolato, nel calcolo in zona sismica, dal D.M. 16.1.1996. Meno evidente è la modalità da seguire per affrontare questa tipologia in zona NON sismica. La Normativa vigente riferisce anche l'edificio in muratura armata al D.M. 20.11.1987; per comprendere ciò, occorre focalizzare alcuni punti normativi fondamentali.

Il **D.M. 20.11.1987** recita, al **punto 1.1.**:

" (...) Le presenti norme **non sono applicabili agli edifici realizzati in muratura armata**, ai quali si applica la procedura indicata nell'ultimo comma dell'art. 1 della legge n. 64 del 2 febbraio 1974 e successive modificazioni. (...)"

Ultimo comma dell'art.1 della legge 64/74:

" (...) Qualora vengano usati sistemi costruttivi diversi da quelli in muratura o con ossatura portante in cemento armato normale e precompresso, acciaio o sistemi combinati dei predetti materiali, per edifici con quattro o più piani entro e fuori terra, la idoneità di tali sistemi deve essere comprovata da una dichiarazione rilasciata dal presidente del Consiglio superiore dei lavori pubblici su conforme parere dello stesso Consiglio."

**Quindi, le strutture in muratura armata sono regolate:**

- in tutto il territorio, da Certificazioni di idoneità rilasciate dal Presidente del Consiglio dei Lavori Pubblici (ad esempio: Sistema MBZ Lecablocchi per muratura armata in blocchi di argilla espansa; Muratura Armata del Consorzio Poroton Italia; ecc.);
- nelle zone sismiche: dalle Certificazioni dette, e dal D.M. 16.1.1996, punto C.5.3. che introduce il metodo di calcolo alle Tensioni Ammissibili sotto l'azione delle forze orizzontali di natura sismica (è questo il metodo utilizzato da PC.M per la Verifica Sismica degli edifici in muratura armata).

Da quanto sopra indicato, sembrerebbe che il D.M. 20.11.1987 sia estraneo agli edifici in muratura armata. In realtà, leggiamo anche altri punti della vigente normativa antisismica.

Il **D.M. 16.1.1996** recita, al **punto C.5.1.**:

" Gli **edifici in muratura** debbono essere **realizzati nel rispetto del decreto ministeriale 20 novembre 1987**, "Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in

## A.5. Gli Edifici Nuovi in Muratura

---

muratura e per il loro consolidamento” ed eventuali sue successive modifiche ed integrazioni, ove non in contrasto con le presenti norme.

In particolare, alle predette norme tecniche deve farsi riferimento per ciò che concerne le caratteristiche fisiche, meccaniche e geometriche degli elementi resistenti naturali e artificiali, nonché per i relativi controlli di produzione e di accettazione in cantiere.

Sia per gli edifici in muratura ordinaria, di cui al seguente punto C.5.2., che per quelli in muratura armata, di cui al seguente punto C.5.3., debbono inoltre essere soddisfatti i seguenti requisiti: (...) “

Si ha poi, al **punto C.5.1.** della **Circ.65/AA.GG. del 10.4.1997**: “(...) Anche per la muratura armata, oltre alle norme per le costruzioni sismiche, sono da osservare, per quanto applicabili, le norme di cui al decreto 20 novembre 1987. (...)”

**Pertanto, anche agli edifici in muratura armata si applicano quindi le Verifiche Statiche: a Compressione, a PressoFlessione e a Taglio, previste dal D.M. 20.11.1987.**

La specifica ‘per quanto applicabili’ riportata nella Circ.65/AA.GG. del 10.4.1997 potrebbe essere riferita alla diversa modalità di verifica a taglio e a pressoflessione per le condizioni di carico statiche (azione del vento, D.M. 20.11.1987) e per le sismiche (D.M. 16.1.1996, C.5.3.): ne deriva infatti che mentre sotto sisma le pareti si comportano come pannelli pressoinflessi con parzializzazione delle sezioni trasversali e assorbimento delle sollecitazioni a trazione da parte dell’armatura, invece sotto l’azione del vento la parete viene considerata come se fosse in muratura ordinaria.

Probabilmente, la via migliore sarebbe applicare anche alle verifiche a taglio e a pressoflessione statiche la metodologia seguita per il caso sismico. In attesa di indicazioni chiarificatrici, si consiglia di valutare con cautela un’eventuale ‘Verifica NON Soddisfatta’ (segnalata da PC.M) di una pressoflessione statica secondo il D.M. 20.11.1987 nei confronti di una contemporanea verifica sismica soddisfatta secondo il D.M. 16.1.1996: poiché l’azione sismica è generalmente superiore a quella dovuta al vento, si potrebbe ragionevolmente ritenere che la verifica a taglio e a pressoflessione alle tensioni ammissibili sotto sisma sia comprensiva anche della verifica a vento, indipendentemente dal risultato numerico della ‘Verifica a PressoFlessione’ e della ‘Verifica a Taglio’ statiche condotte sotto il vento secondo il D.M. 20.11.1987.

Attenzione però alla Tensione ammissibile: sotto sollecitazioni sismiche, viene utilizzato per la muratura un valore doppio rispetto alle condizioni di carico statiche (punto C.5.3.6. del D.M. 16.1.1996), e quindi per un confronto corretto con le verifiche statiche da vento a pressoflessione occorre: a) fare riferimento alle condizioni di carico alle tensioni ammissibili anche per il vento; b) controllare che l’ordine di grandezza delle risultanti del vento ai vari piani sia non superiore alla metà delle forze sismiche.

Resta fermo che deve in ogni caso essere soddisfatta la ‘Verifica a Compressione’ del D.M. 20.11.1987, in direzione ortogonale alla parete, per la quale la normale armatura prevista ai bordi del pannello non svolge ruolo significativo se non quello di assicurare vincoli laterali alla parete.

PC.M, comunque, consente la trattazione dell’edificio in muratura armata anche come se fosse contemporaneamente un edificio in muratura ordinaria, sviluppando tutte le verifiche (statiche e sismiche) che verrebbero richieste in tal caso.

Questa impostazione permette di fare confronti fra i risultati delle verifiche ordinarie e quelli delle verifiche specifiche della muratura armata, e di tenere sotto controllo, insieme alle verifiche sismiche specifiche della muratura armata, anche tutte le altre verifiche che dovrebbero essere condotte se l’edificio fosse realizzato in muratura ordinaria.

Infine, è importante osservare che in zona NON sismica sono assenti riferimenti normativi per un’armatura minima. E’ possibile comunque adottare criteri semplificati di armatura delle pareti rispetto alle modalità previste per le zone sismiche; un utile riferimento sono le indicazioni riportate nella rivista “Murature Oggi”, n. 62, marzo 1999, “Sistemi costruttivi: la muratura armata in zona non sismica”, pagg. 25-29.

## A.6. EDIFICI NUOVI IN MURATURA ARMATA

### A.6.1. MURATURA ARMATA: MODALITA' DI ANALISI E DI REALIZZAZIONE

Le modalità costruttive degli edifici in muratura armata sono ampiamente illustrate in pubblicazioni specifiche: rimandiamo quindi alla bibliografia di riferimento, con i testi che consigliamo di consultare per una conoscenza approfondita di questa tipologia edilizia. Per particolari Ditte costruttrici di blocchi idonei per la realizzazione degli edifici in muratura armata, si consiglia ovviamente la consultazione della documentazione delle Ditte medesime. Per alcuni aspetti pratici esemplificativi, in seguito - ove evidenziato - verrà fatto riferimento alla documentazione della Ditta "MA.CE.VI." srl, produttrice di blocchi in calcestruzzo vibrocompresso ed aderente al Consorzio "Associazione Nazionale Produttori Elementi LECA".

Notevole interesse assumono le prescrizioni generali fornite dal D.M. 16.1.1996 che non sono collegate a particolari soluzioni in commercio, ma evidenziano le esigenze strutturali comuni fornendo anche metodi di calcolo applicabili a qualsiasi tipo di blocco effettivamente scelto per la realizzazione dell'edificio.

Il Servizio Sismico Nazionale e l'Associazione Nazionale Italiana di Ingegneria Sismica (A.N.I.D.I.S.), hanno prodotto, con coordinamento del Prof. Ing. Franco Braga, il testo: "Commentario al D.M. 16.1.1996 del Ministero LL.PP.", Ed. LAMISCO, Potenza, 1998, che nel Cap. 6: "Edifici in muratura armata", autori: A.Borri e E.Speranzini, affronta in dettaglio la descrizione di questa tipologia costruttiva a partire dalle prescrizioni normative. Rimandando al testo per una consultazione approfondita, ne daremo qui di seguito una sintesi con riferimento alle principali prescrizioni costruttive.

#### A.6.1.1. CARATTERISTICHE COSTRUTTIVE PRINCIPALI, SECONDO IL D.M. 16.1.1996

**Elementi resistenti:** blocchi artificiali semipieni indicati dal D.M. 20.11.1987 "Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento". Possono essere in laterizio normale, laterizio alleggerito in pasta, calcestruzzo normale e calcestruzzo alleggerito; tali elementi devono essere posti in opera esclusivamente con malte di classe M1-M2, e particolare cura deve essere posta al riempimento dei giunti orizzontali e verticali.

La **malta** o il conglomerato di riempimento dei vani dove alloggiare le armature deve avere resistenza caratteristica cubica non inferiore a 15 MPa.

Gli **elementi resistenti artificiali semipieni** devono avere resistenza caratteristica a compressione non inferiore ai seguenti valori:

5 MPa (50 kg/cmq) nella direzione dei carichi verticali;

1.5 MPa (15 kg/cmq) nella direzione ortogonale ai carichi verticali e nel piano della muratura.



Un'importante osservazione sui componenti della tipologia strutturale riguarda i **tipi di malta**. Per i vani di contenimento delle armature la norma prevede l'impiego di malta o conglomerato di riempimento con resistenza caratteristica cubica non inferiore a 15 MPa. La norma prevede inoltre, come detto, l'uso di malte M1 o M2. Per rispettare queste prescrizioni, generalmente nella pratica operativa si realizzano i giunti di malta con malta di tipo M2, adeguatamente lavorabile, e il riempimento dei fori con calcestruzzo di classe 150 kg/cm<sup>3</sup> (15 MPa).

**Strutture portanti:** pareti murarie contenenti armature verticali e orizzontali, poste alle estremità dei pannelli.

Definizione dei pannelli murari: "porzioni di muratura comprese tra due diaframmi orizzontali successivi o tra due aperture o intersezioni che le limitano lateralmente"

Le tensioni ammissibili sulla muratura, nel caso di carichi escluso il sisma, sono quelle indicate dal D.M. 20.11.1987 per muratura non armata, e sono pari a 1/5 di  $f_k$ , a sua volta determinata in base a  $f_{bk}$  e alla malta.

**Armature:** barre ad aderenza migliorata, concentrate alle estremità dei pannelli e, ove necessario, distribuite al loro interno. I valori delle tensioni ammissibili da assumere sono quelli indicati per le strutture in c.a. dal D.M. 9.1.1996 (FeB44k: 2600 kg/cm<sup>2</sup>=255 MPa; FeB38k: 2200 kg/cm<sup>2</sup>=215 MPa).

**Concezione e caratteristiche strutturali dell'edificio** [dal Commentario]:

"ai fini strutturali la parete armata deve essere considerata come una lastra continua eventualmente forata per la presenza delle aperture, efficacemente ammorsata ai solai e soggetta ad azioni complanari. Conseguentemente l'edificio in muratura armata deve essere concepito come una struttura tridimensionale che reagisce alle azioni esterne con un comportamento unitario globale affidando alle murature disposte secondo la direzione considerata la resistenza alle azioni sismiche orizzontali.

A tal fine i solai devono comportarsi come lastre di deformabilità trascurabile, rispetto a quella delle pareti, per sollecitazioni nel proprio piano; oltre quindi ad avere dimensioni e resistenza adeguate, devono in generale non subire interruzioni né brusche variazioni di dimensioni ed essere convenientemente collegati a tutte le pareti. La continuità tra i solai e le pareti costituisce quindi una condizione essenziale ai fini del trasferimento e della ripartizione delle azioni sismiche. I solai che non costituiscono un diaframma rigido (ad esempio quando sono presenti grandi aperture come quelle create da vani scala o ambienti a doppio volume o quando sono realizzati in legno) non possono essere considerati nel computo della rigidezza degli impalcati.

Inoltre tutte le strutture costituenti i vari orizzontamenti, comprese le coperture di ogni tipo, non devono essere spingenti; se sono presenti elementi spingenti inclusi archi e volte, le spinte orizzontali da questi esercitate, valutate tenendo conto dell'azione sismica, devono essere eliminate con tiranti o cerchiature oppure devono essere riportate alle fondazioni mediante idonee disposizioni strutturali.

Le fondazioni saranno generalmente costituite da cordoli armati continui, tali da formare un reticolo chiuso o se necessario da platee. La struttura in elevazione nel piano interrato o

## A.6. Edifici Nuovi in Muratura Armata

---

seminterrato può essere realizzata anche con muri in calcestruzzo armato purché di spessore almeno pari a quello della muratura sovrastante.”

### A.6.1.2. ANALISI SEMPLIFICATA

L’analisi strutturale dell’edificio può essere “semplificata” o “estesa”. Dal “Commentario” riprendiamo la descrizione delle due procedure, e le figure più rappresentative.

#### **Analisi semplificata.**

L’analisi semplificata consiste nel progettare l’edificio nel rispetto di una serie di “regole costruttive” (le prescrizioni geometriche e progettuali di seguito riportate) e nell’effettuare una verifica sui valori delle tensioni nelle murature sottoposte all’azione dei carichi verticali.

#### *Prescrizioni geometriche e progettuali.*

1) **Forma dell’edificio:** la pianta dell’edificio deve essere il più possibile compatta e simmetrica rispetto ai due assi ortogonali; in particolare, nel caso di pianta rettangolare, il rapporto tra lato minore e lato maggiore, al netto dei balconi, non deve risultare inferiore ad 1/3. La distribuzione delle aperture dei muri, in pianta e in elevazione, deve essere tale da garantire, per quanto possibile, la simmetria strutturale e l’allineamento verticale (in mancanza di tale allineamento v. punto C.5.2.i). L’altezza dell’edificio non deve superare i seguenti limiti (nota 1):

m 16     in zone con grado di sismicità  $S = 6$   
m 11     in zone con grado di sismicità  $S = 9$   
m 7.5    in zone con grado di sismicità  $S = 12$ .

2) **Interasse tra i muri trasversali:** ciascun muro maestro deve essere intersecato da altri muri maestri trasversali, ad esso ben ammorsati, ad interasse non superiore a 7 m.

3) **Continuità dei setti:** in corrispondenza degli incroci d’angolo dei muri maestri perimetrali, al fine di garantirne la continuità, si devono prevedere, su entrambi i lati, zone di muratura di lunghezza pari ad almeno 1 m (valutata considerando anche lo spessore del muro ortogonale).

4) **Altezza e snellezza dei setti murari:** la distanza massima fra lo spiccato delle fondazioni e l’intradosso del primo solaio o fra due solai successivi non deve superare 7 m. La snellezza dei setti murari deve essere non superiore a 14.

5) **Spessore delle murature:** lo spessore delle murature, al netto dell’intonaco, deve essere non inferiore a 24 cm. In fondazione le murature devono presentare un aumento di spessore di almeno 20 cm.

6) **Sovraccarico massimo:** si deve prevedere un sovraccarico non superiore a  $4.00 \text{ kN/m}^2$  ( $400 \text{ kg/cmq}$ ).

7) **Armatura minima:** le armature devono rispettare le prescrizioni relative alle sezioni minime da inserire nei pannelli murari come indicato al successivo paragrafo 6.2.4.

8) **Cordoli:** in corrispondenza dei solai di piano e di copertura, i cordoli devono avere altezza almeno pari a quella del solaio e comunque non inferiore a 15 cm e larghezza pari a quella della muratura sottostante. Si può prevedere una riduzione di larghezza fino a 6 cm per l'arretramento del filo esterno allo scopo di permettere la realizzazione di murature con paramento a vista. L'area dell'armatura deve essere maggiore o al più uguale a  $8 \text{ cm}^2$  e costituita almeno da 16; le staffe devono essere non inferiori a  $6/25''$ . Per garantire l'ancoraggio, le travi metalliche e i travetti prefabbricati devono essere prolungati nel cordolo del solaio almeno per metà della larghezza del cordolo stesso e comunque per almeno 12 cm. Per le travi metalliche si devono prevedere inoltre appositi ancoraggi.

9) **Area della muratura resistente:** l'area della sezione di muratura resistente alle azioni orizzontali, espressa come percentuale della superficie totale dell'edificio e valutata al netto delle aperture, non deve essere inferiore, per ciascun piano di verifica, ai valori di cui alla tabella seguente (4.a/4.b modificata per Muratura Armata) in funzione della sismicità della zona. Dette percentuali devono essere rispettate in entrambe le direzioni principali. Nella verifica del generico piano si devono prendere in considerazione esclusivamente le porzioni di muri che presentino continuità verticale dal piano oggetto di verifica fino alle fondazioni e i muri aventi rapporto altezza/lunghezza non superiore a 3. La tabella 4.a/4.b è tratta dal punto C.5.2. del D.M. 16.1.1996, modificata tramite riduzione di 1.5, secondo le prescrizioni del punto C.5.3.5. del Decreto stesso:

## A.6. Edifici Nuovi in Muratura Armata

---

Tab. 4.a/4.b per Muratura Armata - Valori percentuali minimi dell'area resistente ai vari piani

	S = 6 o S = 9				
	piano I	piano II	piano III	piano IV	piano V
Edifici a 1 piano	3.5	—	—	—	—
Edifici a 2 piani	3.5	3.5	—	—	—
Edifici a 3 piani	4.5	3.5	3.5	—	—
Edifici a 4 piani	4.5	4.5	3.5	3.5	—
Edifici a 5 piani	5.5	5.5	4.5	4.5	3.5

	S = 12			
	piano I	piano II	piano III	piano IV
Edifici a 1 piano	4.5	—	—	—
Edifici a 2 piani	4.5	4.5	—	—
Edifici a 3 piani	5.5	4.5	4.5	—
Edifici a 4 piani	5.5	5.5	4.5	4.5

10) **Verifica delle Tensioni nella muratura:** occorre verificare che per i muri del piano più basso dell'edificio, nonché per i muri di ogni piano per il quale si determini almeno una delle seguenti situazioni:

- gli spessori di uno o più muri risultino minori dei corrispondenti spessori del piano inferiore
  - l'incidenza delle aperture risulti superiore a quella relativa al piano inferiore,
- risulti:

$$\sigma = N / (0.60 * A) < \sigma_m, \text{ dove:}$$

N = carico verticale totale gravante sul piano in esame;

A = area totale, al netto delle aperture, dei muri resistenti al piano in esame. Occorre qui ricordare che nel caso in cui le aperture non sono verticalmente allineate si prendono in considerazione esclusivamente le porzioni di muri che presentino continuità verticale dal piano oggetto di verifica fino alle fondazioni;

$\sigma_m$  = tensione ammissibile della muratura.

### A.6.1.3. ANALISI ESTESA

Quando l'edificio non rispetta le prescrizioni di cui ai precedenti punti 1-9 (fermi restando i limiti di altezza: m 25 per S=6, m 19 per S=9 e m 13 per S=12, al di là dei quali occorre rivolgersi ad altra tecnologia costruttiva) o non è soddisfatta la verifica di cui al precedente punto 10, è necessario effettuare l'analisi strutturale completa dell'edificio.

Il calcolo deve essere eseguito separatamente per le condizioni di carico corrispondenti a:

- situazione non sismica
- situazione sismica.

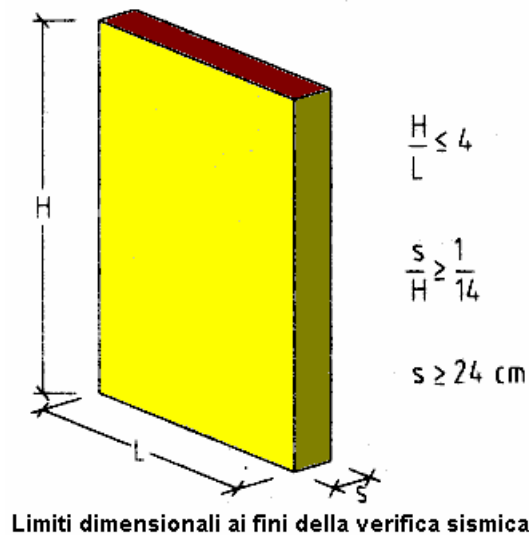
In situazione non sismica deve essere rispettato il D.M. 20.11.1987 "Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento",

mentre in situazione sismica si deve rispettare il decreto qui esaminato. In tale caso gli elementi strutturali resistenti da considerare sono:

- i pannelli murari ad altezza di piano, cioè le porzioni di muratura delimitate verticalmente da due diaframmi orizzontali (solai rigidi) e orizzontalmente da aperture o intersezioni murarie;
- tutte le altre porzioni di muratura che collegano fra loro pannelli murari complanari.

Inoltre le porzioni di muratura da prendere in considerazione devono avere un rapporto altezza/larghezza non superiore a 4, spessore non inferiore ad 1/14 dell'altezza e/o comunque non inferiore a 24 cm.

I setti che non rispettano tali limiti possono però essere considerati ai fini della resistenza ai carichi verticali.



**Fig. 39.**

L'analisi sismica dell'edificio deve essere svolta sulla base di un modello della struttura che ne rappresenti il suo carattere tridimensionale. Nei casi comuni tale modello può essere costituito da un insieme di pareti disposte in pianta secondo due direzioni ortogonali e collegate ai piani da diaframmi assunti come rigidi nella loro effettiva posizione. Nella verifica sismica, il calcolo delle azioni orizzontali può essere effettuato secondo il metodo dell'analisi statica indicata per le strutture intelaiate, che viene qui riportata con le modifiche previste per il caso di edifici in muratura armata.

La forza orizzontale  $F_i$  alla generica quota, in una prefissata direzione, si ottiene dalla relazione:  
 $F_i = K_{hi} W_i$

## A.6. Edifici Nuovi in Muratura Armata

---

essendo:

$$K_{hi} = C \cdot R \cdot \varepsilon \cdot \beta \cdot \gamma_i \cdot I$$

$$W_i = G_i + s \cdot Q_i$$

dove:

C è il coefficiente di intensità sismica e dipende dal grado di sismicità S della zona:  $C = (S-2)/100$ ;

R è il coefficiente di risposta da assumere pari ad 1;

$\varepsilon$  è il coefficiente di fondazione e si assume di regola uguale ad 1. In presenza di stratigrafie caratterizzate da depositi alluvionali di spessore variabile da 5 a 20 metri, soprastanti terreni coesivi o litoidi con caratteristiche meccaniche significativamente superiori, si assumerà per il coefficiente il valore 1.3;

$\beta$  è il coefficiente di struttura e deve essere assunto di norma pari ad 1.5, ma è riducibile ad 1.4 quando si prevede l'armatura diffusa aggiuntiva;

$\gamma_i$  è il coefficiente di distribuzione che dipende dalla quota  $h_i$  del piano i-esimo rispetto allo spiccatto delle fondazioni e si valuta utilizzando l'espressione:

$$\gamma_i = h_i \cdot \Sigma W / \Sigma (hW)$$

I è il coefficiente di protezione sismica per il quale si deve assumere il valore 1.4 per le opere la cui resistenza al sisma è di importanza primaria per le necessità della protezione civile, il valore 1.2 per le opere che presentano un particolare rischio per le loro caratteristiche d'uso ed il valore 1.0 per tutte le altre opere;

s è il coefficiente di distribuzione del sovraccarico e dipende dalla destinazione d'uso e assume i seguenti valori:

$s = 0.33$  per locali d'abitazione, uffici non aperti al pubblico, alberghi, coperture, balconi;

$s = 0.50$  per locali suscettibili di affollamento (ad esempio uffici aperti al pubblico, ristoranti, caffè, ecc..);

$s = 1.00$  per locali suscettibili di grande affollamento (ad esempio tribune, negozi, scale, ecc..).

Effettuato il calcolo delle sollecitazioni si devono condurre le verifiche di resistenza delle sezioni degli elementi strutturali. Tali verifiche riguardano il comportamento a pressoflessione complanare e quello a taglio.

Per le verifiche, il testo normativo attuale prevede espressamente il metodo delle tensioni ammissibili; le tensioni di calcolo da considerare agli effetti della verifica devono essere valutate secondo la combinazione delle azioni dovute a tutti i carichi (ad eccezione del vento) considerati agenti contemporaneamente e alle sollecitazioni dovute al sisma convenzionale. La tensione ammissibile della muratura può essere raddoppiata per la verifica sismica, data la breve durata delle sollecitazioni dovute all'evento.

Le **Verifiche a Pressoflessione** prevedono la possibilità di parzializzazione delle sezioni trasversali delle pareti murarie, con definizione di una zona reagente a compressione (dove si controlla il massimo valore della tensione nella muratura) e di una zona tesa dove le armature sono soggette a trazione. Gli algoritmi di calcolo utilizzati derivano dai corrispondenti del cemento armato, ovviamente adottando le caratteristiche meccaniche e fisiche della muratura

anziché del calcestruzzo. Le armature resistenti sono quelle verticali.

Le **Verifiche a Taglio** possono essere svolte considerando la tensione tangenziale media prodotta dalla forza orizzontale agente sulla sezione trasversale, e confrontandola con il valore ammissibile a taglio, determinato a partire dalla tensione media verticale secondo le formulazioni del D.M. 20.11.1987.

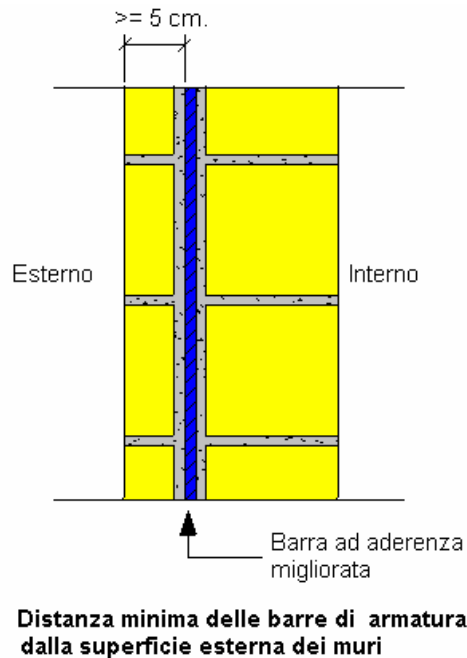
#### A.6.1.4. DETTAGLI COSTRUTTIVI E MINIMI NORMATIVI

Anche per l'illustrazione dei dettagli costruttivi e dei minimi normativi, facciamo riferimento al "Commentario".

Le armature da predisporre derivano sia dal calcolo, sia dalle esigenze di conferire all'edificio la necessaria continuità strutturale e una sufficiente duttilità, caratteristica ottenibile appunto con le armature in grado di sopperire alla fragilità della muratura stessa.

Le **armature derivanti dall'analisi** vanno disposte verticalmente in corrispondenza degli incroci e dei bordi dei pannelli murari e orizzontalmente lungo i bordi delle aperture (architravi o travi di collegamento tra pannelli affiancati).

Le **armature aggiuntive** comprendono le armature verticali disposte a distanze regolari nel corpo dei pannelli e le armature orizzontali disposte nei cordoli in corrispondenza dei solai e nel corpo dei pannelli a distanze regolari. Le barre di armatura, esclusivamente ad aderenza migliorata, vanno disposte in modo tale che la distanza tra la superficie esterna della barra e la superficie esterna del muro che la contiene sia non inferiore a 5 cm in modo da assicurarne la protezione nei confronti degli agenti corrosivi esterni.



**Fig. 40.**

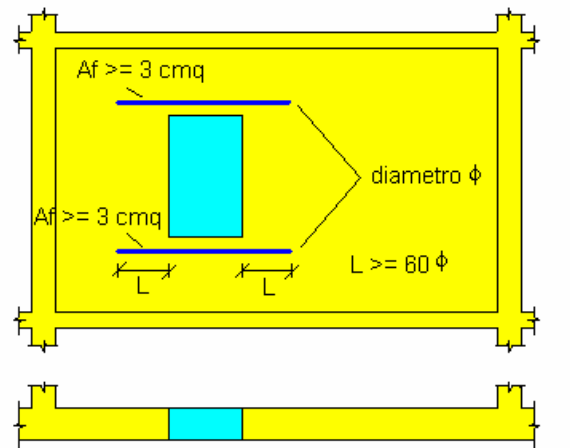
La collocazione delle barre, la forma e la disposizione degli elementi resistenti devono essere tali da garantire lo sfalsamento dei giunti verticali di questi ultimi sia nel piano che nella sezione della muratura.

Per la disposizione delle armature si devono rispettare le seguenti prescrizioni minime.

#### **A.6.1.4.1. ARMATURE MINIME IN CORRISPONDENZA DELLE APERTURE**

I bordi orizzontali delle aperture devono essere rinforzati da armature di sezione non inferiore a 3 cm<sup>2</sup> per ciascun bordo e prolungate ad entrambi i lati per una lunghezza pari ad almeno 60 volte il diametro, ciò allo scopo di evitare lesioni per inflessioni di architravi in presenza di grandi luci, per stati di coazione e/o per concentrazioni di tensioni che possono insorgere in corrispondenza delle aperture.





Armatura minima in corrispondenza delle aperture

Fig. 41.

#### A.6.1.4.2. ARMATURE VERTICALI MINIME

L'armatura verticale deve essere disposta in corrispondenza di tutti gli innesti, di tutti gli incroci murari e dei bordi liberi dei pannelli murari; la sezione trasversale complessiva deve essere quella risultante dall'analisi delle sollecitazioni, con un minimo di  $4 \text{ cm}^2$  per estremità. Nel caso in cui il pannello ha una lunghezza superiore a 5 m, si deve disporre, nel corpo delle pareti, una ulteriore armatura verticale di sezione uguale a quella disposta alle estremità, in modo da non eccedere l'interesse di 5 m.

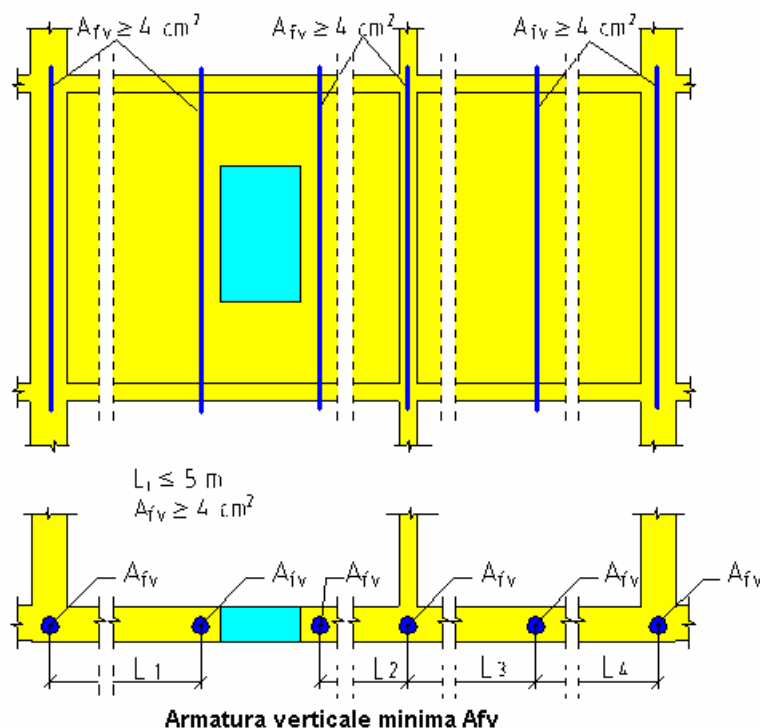
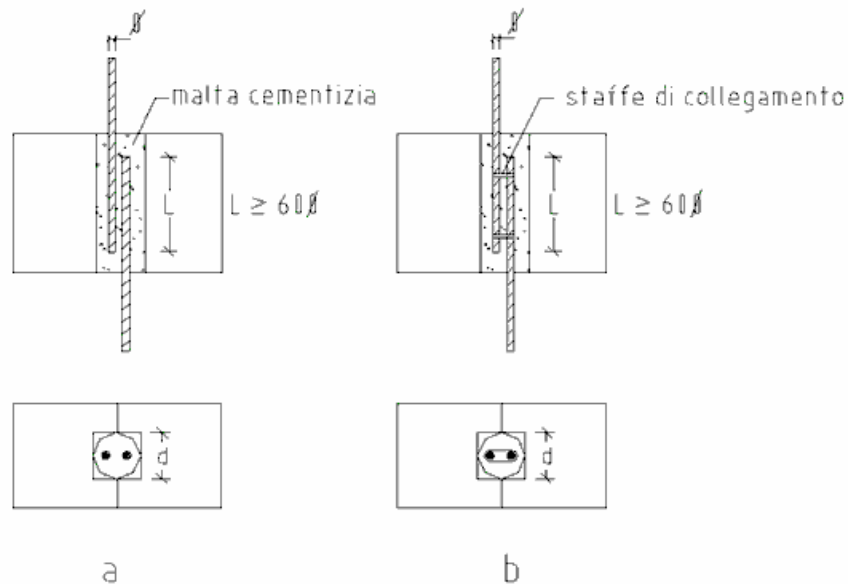


Fig. 42.

Le armature verticali devono essere continue per l'intera altezza del pannello murario ed efficacemente collegate alle corrispondenti armature dei muri soprastanti e sottostanti. Le armature che non proseguono ai piani successivi devono essere efficacemente ancorate al cordolo superiore. Alla base dei pannelli di prima elevazione le barre verticali devono essere ancorate alla fondazione sottostante in maniera analoga a quella prevista per i cordoli dei solai. Tutte le armature verticali devono essere alloggiare in vani continui, presenti nella sezione degli elementi o formati per accostamento, destinati al getto di malta cementizia, di sezione tale che in ciascuno di essi risulti inscrivibile un cilindro di almeno 6 cm di diametro e in modo che sia assicurato l'efficace e completo riempimento di tali vani con malta o conglomerato cementizio.

Le sovrapposizioni devono garantire la continuità della trasmissione degli sforzi di trazione. Per fori in cui il diametro del cilindro inscrivibile sia superiore 10 cm, le barre devono essere opportunamente collegate in verticale ovvero staffate per tutta la lunghezza della sovrapposizione, lunghezza che deve essere maggiore o uguale a 60 diametri.



**Collegamento delle barre di armatura verticale:**  
**a) caso  $6d \leq 10$  cm; b) caso  $d > 10$  cm; ( $d < 6$  cm non consentito)**

**Fig. 43.**

#### A.6.1.4.3. ARMATURE ORIZZONTALI MINIME

L'armatura orizzontale è costituita da:

- armatura presente nei cordoli realizzati in corrispondenza dei solai di piano e di copertura;
- armatura orizzontale diffusa;
- armatura di incatenamento, necessaria nel caso in cui i pannelli siano di altezza superiore a 4 metri.

I cordoli devono avere armatura minima costituita da barre longitudinali f16 per un'area totale minima di 8 cm<sup>2</sup> e da staffe  $\phi 6/25''$ .

Le armature orizzontali diffuse devono essere di diametro non inferiore a 5 mm e disposte nel corpo della muratura a interassi non superiori a 60 cm, collegate mediante ripiegature alle barre verticali presenti alle estremità del pannello murario. Tali minimi sono validi solo per strutture con coefficiente di protezione sismica I uguale a 1. In caso contrario tale armatura viene sostituita dall'armatura diffusa descritta successivamente.

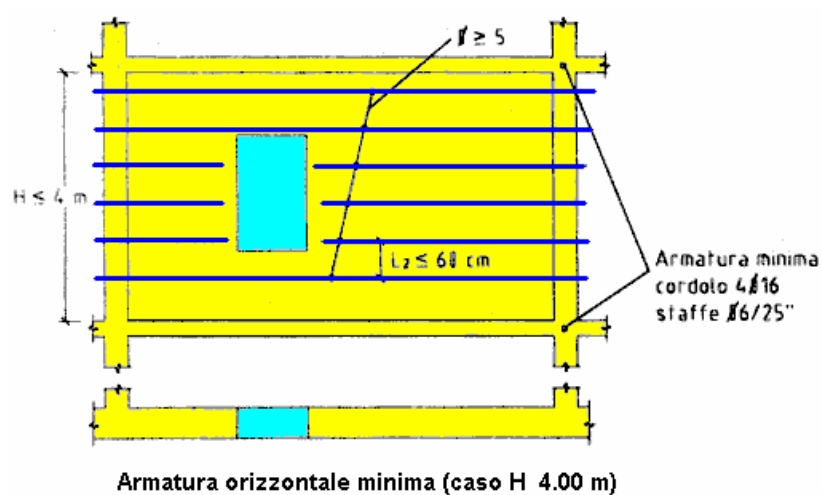


Fig. 44.

L'armatura orizzontale di incatenamento deve essere di sezione non inferiore a  $4 \text{ cm}^2$  e disposta nel corpo delle pareti, in modo da non eccedere l'interesse di 4 m.

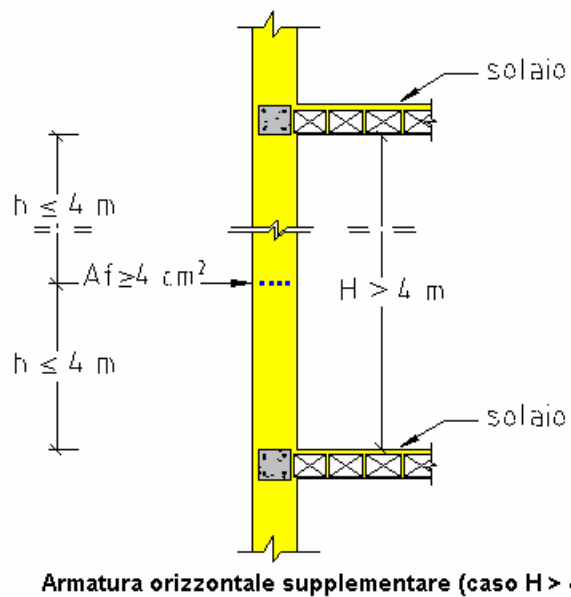
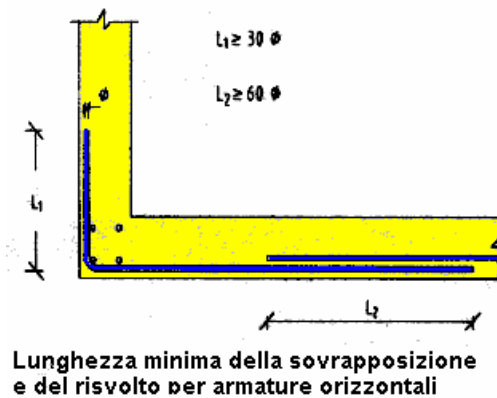


Fig. 45.

Questa armatura deve essere posta in opera con continuità con alloggiamenti all'interno di vani di dimensioni tali da permetterne il completo ricoprimento con la stessa malta usata per la muratura.

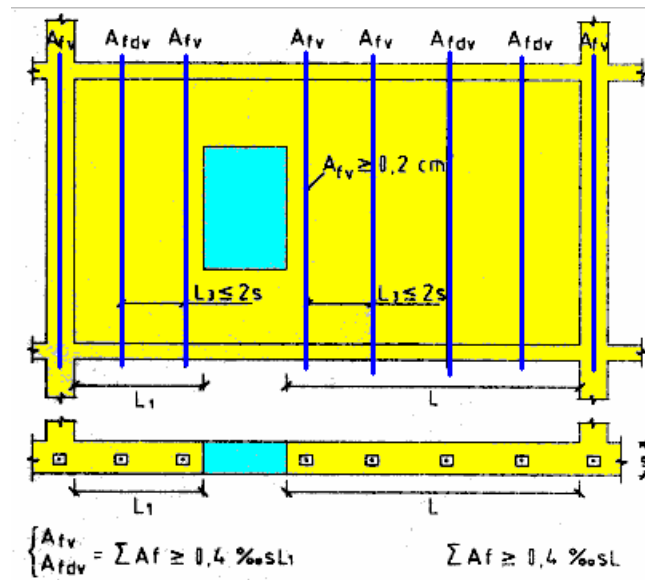
Anche per le armature orizzontali la sovrapposizione delle barre per la ripresa va assunta almeno pari a 60 diametri. Per migliorare l'ammorsamento alle pareti ortogonali le barre devono essere ripiegate nel muro ortogonale per una lunghezza pari ad almeno 30 diametri.



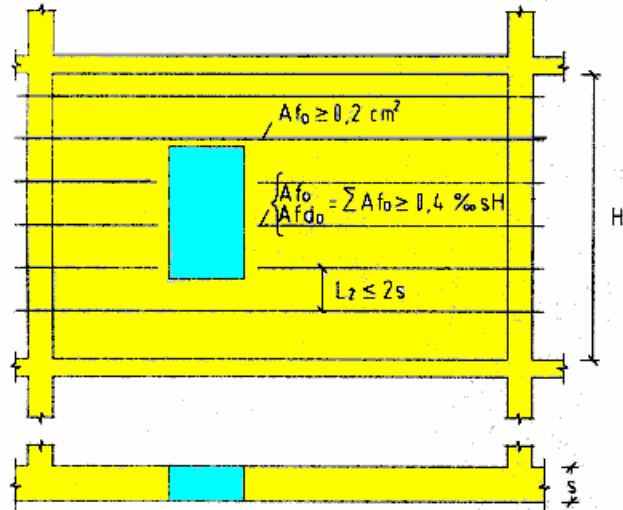
**Fig. 46.**

#### **A.6.1.4.4. ARMATURA DIFFUSA MINIMA**

Per le strutture per le quali sia il coefficiente di protezione sismica  $I > 1$ , al fine di migliorare la duttilità della muratura, si deve necessariamente prevedere un'armatura diffusa costituita da barre orizzontali e verticali, di sezione non inferiore a  $0.2 \text{ cm}^2$  ciascuna, disposte nelle pareti murarie ad interassi non superiori al doppio dello spessore di ciascuna parete e collegate mediante ripiegatura alle barre rispettivamente verticali e orizzontali presenti alle estremità del pannello murario. La sezione complessiva delle barre verticali e delle barre orizzontali deve risultare non inferiore allo 0.4 per mille del prodotto dello spessore della parete per la sua lunghezza o della sua altezza rispettivamente.



Caso  $I > 1$ : armatura verticale integrativa  
( $A_{fv}$ : armatura verticale -  
 $A_{fdv}$ : armatura verticale diffusa)



Caso  $I > 1$ : armatura orizzontale integrativa  
( $A_{fo}$ : armatura orizzontale  
-  $A_{fd0}$ : armatura orizzontale diffusa)

Fig. 47 (a), (b).

Questa armatura diffusa è sostitutiva di quella minima orizzontale diffusa descritta precedentemente.

**A.6.1.4.5. RIEPILOGO DELLA DISPOSIZIONE DELLE ARMATURE**

Nella figura 48, elaborata da MA.CE.VI. srl, la muratura armata viene realizzata con blocchi di calcestruzzo MA.CE.VI. (Lecablocchi), predisponendo elementi cavi idonei al getto dei pilastrini armati che costituiscono le nervature verticali dei pannelli di muratura armata.

### Muratura armata ad armatura verticale concentrata

Soluzione con pilastri in c.a. staffati con quantità minima di armatura.  
 Muratura di spessore pari a 30 cm, in blocchi semipieni di argilla espansa Leca dimensioni cm 30x25x20h.  
 Malta di tipo M2. Spessore dei giunti, sia orizzontali che verticali, di 1 cm.  
 Calcestruzzo di riempimento dei fori verticali R<sub>bk</sub>=15 MPa.

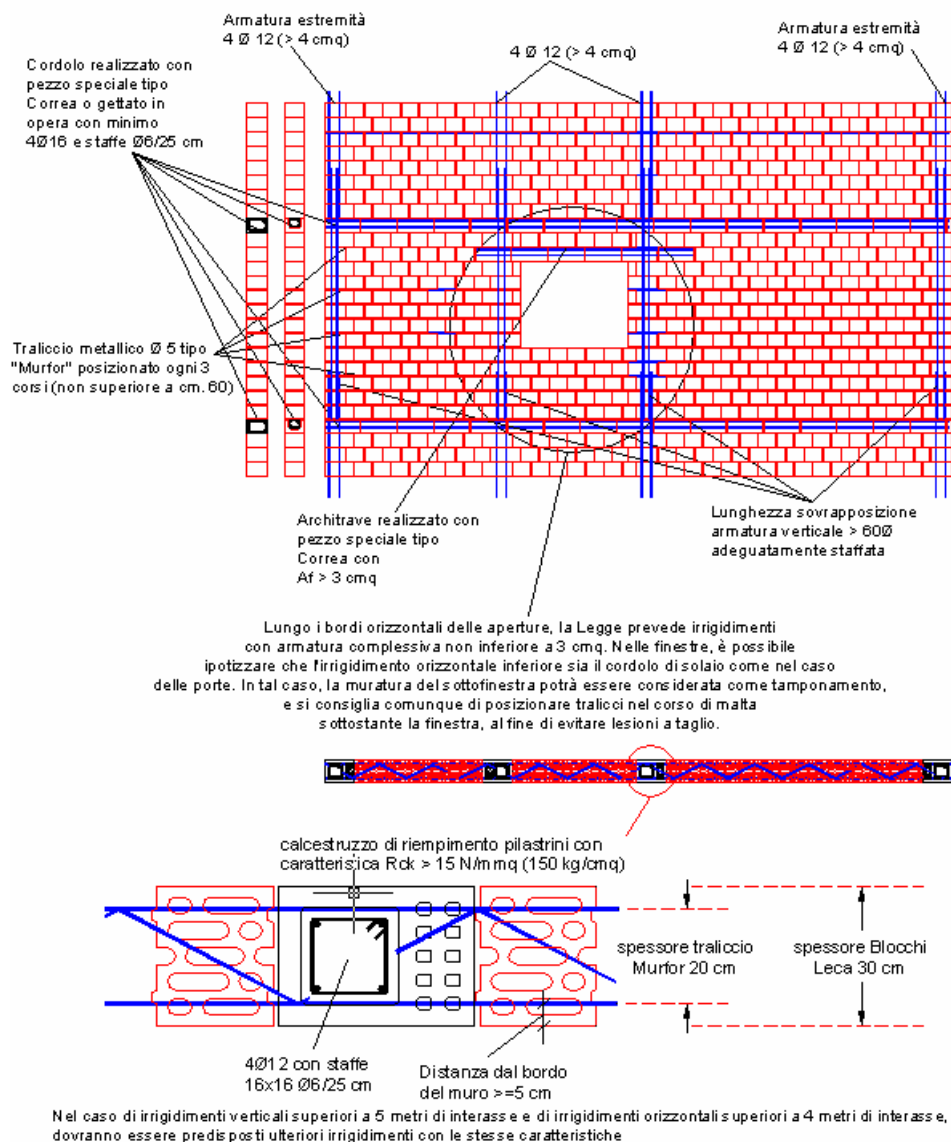


Fig. 48.



#### A.6.1.4.6. OSSERVAZIONI SULLE ARMATURE ORIZZONTALI

Mentre l'armatura verticale determina la resistenza a pressoflessione complanare, l'armatura orizzontale è direttamente legata alla resistenza a taglio. Particolarmente interessanti sono le armature a traliccio, che svolgono una duplice funzione: sia di limitazione delle fessure diagonali a taglio, sia di resistenza per azioni ortogonali (fuori piano).

In figura 49, un esempio di traliccio, prodotto dalla Bekaert S.p.A.



Fig. 49.

Nella documentazione Bekaert, sono presenti utili suggerimenti sulla realizzazione dei giunti delle armature orizzontali; si veda la figura seguente.

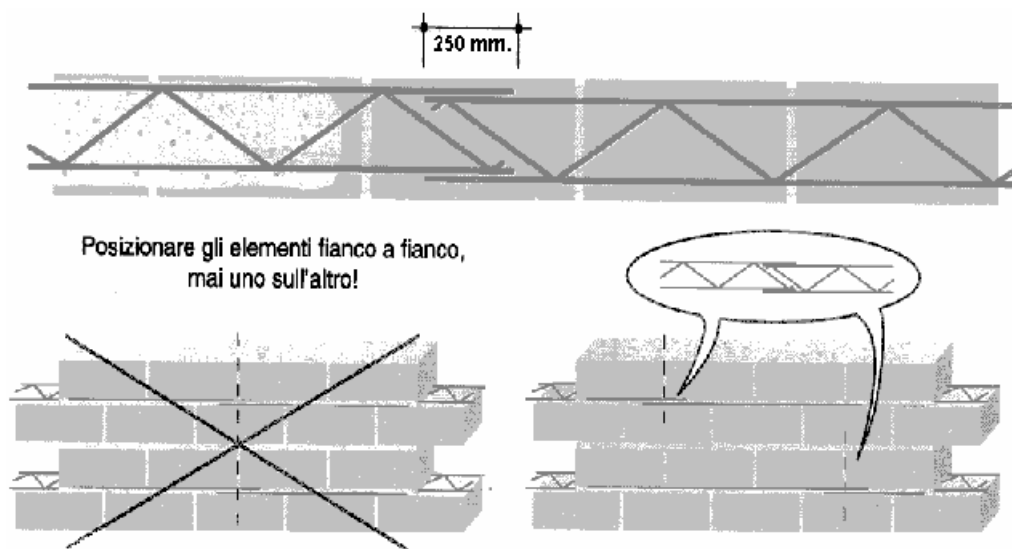


Fig. 50.

### A.6.2. IL CALCOLO DELL'EDIFICIO IN MURATURA ARMATA CON "PC.M"

Evidenziamo alcuni punti fondamentali del calcolo dell'edificio in muratura armata eseguito con "PC.M".

#### a) Analisi Sismica e Statica.

Per quanto riguarda l'analisi sismica, la Muratura Armata viene calcolata con il metodo alle tensioni ammissibili ( $\beta=1.5$  o  $1.4$ , e riferimento - per le verifiche dei materiali - alle tensioni ammissibili della muratura e dell'acciaio). PC.M verifica le pareti armate combinando le forze sismiche, ottenute dalla ripartizione sulle pareti stesse, con i carichi verticali competenti al solo permanente oppure alla combinazione di (permanente + accidentale).

Poiché le forze sismiche - attraverso la ripartizione sulle pareti resistenti - vengono utilizzate per verifiche alle tensioni ammissibili, i pesi sismici di piano  $W$  utilizzati per il calcolo delle forze sono determinati, oltre che dalla componente permanente, da una accidentale NON affetta dal coefficiente  $\psi$  per Stati Limite.

Relativamente all'analisi statica, vengono applicate le verifiche di cui al decreto 20 novembre 1987: a Compressione, a PressoFlessione e a Taglio.

b) Per poter condurre comunque anche i calcoli sismici dell'edificio, rivisto come se fosse in muratura ordinaria (e quindi, ad esempio, utilizzare i metodi tradizionali di analisi globale a taglio), i **coefficienti  $\beta$  in input** nella scheda 'Analisi Sismica' dei Parametri di Calcolo **devono** essere lasciati uguali ai valori che normalmente assumono per gli edifici nuovi:  $\beta_1=2.00$  e  $\beta_2=1.00$ . PC.M, in ogni caso, durante la fase di calcolo a muratura armata, provvede ad utilizzare l'apposito valore di  **$\beta$  (1.5, o 1.4 se è prevista l'armatura diffusa aggiuntiva)**.

Nella stampa in output delle **"Forze Sismiche"** sono comunque riportati tutti i valori delle forze, sia derivanti dall'uso dei coefficienti di combinazione  $\psi$  agli Stati Limite, sia considerando invece i carichi accidentali non affetti da  $\psi$  (scelta coerente con l'uso dei metodi alle Tensioni Ammissibili): questo secondo caso, per l'edificio in muratura armata, è poi suddiviso in due schemi:

I) corrispondente al valore di  $\beta$  in input (che, come si è detto, è normalmente impostato come per edifici nuovi in muratura ordinaria);

II) corrispondente al  $\beta=1.5$  o  $1.4$  come effettivamente utilizzato per lo svolgimento delle verifiche specifiche della muratura armata.

c) Secondo la Normativa, **alcune pareti devono essere escluse dal calcolo sismico**: sono quelle caratterizzate da: snellezza  $(H/L) > 4$ , o aventi spessore  $s < (H/14)$  o  $s < 24$  cm.: per evidenziarle graficamente, utilizzare il comando Seleziona del menu Modifica della finestra Dati Pareti. La loro esclusione dal calcolo (nel rispetto del punto C.5.3.4. del D.M. 16.1.1996) avviene comunque **automaticamente** durante la fase di analisi a muratura armata.

d) Se nei coefficienti sismici (scheda Analisi Sismica, Parametri di Calcolo) si sceglie un **coefficiente di protezione  $I > 1$** , automaticamente viene attivata l'opzione '**Armatura diffusa aggiuntiva**' (scheda 'Muratura Armata', Parametri di Calcolo)

e) PC.M adotta automaticamente, per il **Dimensionamento Semplificato degli edifici in muratura armata**, le prescrizioni indicate al punto C.5.3.5. del D.M. 16.1.1996:

"(...) Per gli edifici in muratura armata l'**analisi** delle sollecitazioni sismiche e la verifica degli elementi resistenti, di cui ai comma precedenti è **obbligatoria** quando l'altezza dell'edificio superi i limiti previsti al punto C.2. per le costruzioni in muratura ordinaria. Negli altri casi è sufficiente che siano rispettate:

a) le prescrizioni di cui alle lettere a), b), e), g), h), i), l) e m) del punto C.5.2., con le seguenti modifiche: la **distanza massima** di cui alla lettera e) non deve superare m 7, con **snellezza dei setti** murari comunque non superiore a 14; il **coefficiente 0,50** riduttivo dell'area resistente totale di piano, che compare nell'espressione della tensione normale riportata alla lettera l), è **elevato a 0,60**; i limiti contenuti nelle **tabelle 4a e 4b** possono essere ridotti **sottraendo 1,5** a ciascuno dei valori percentuali ivi indicati; (...)"

f) Per il calcolo del **momento sismico**, negli edifici in muratura armata è possibile utilizzare lo schema di "Mensole Accoppiate" (Parametri di Calcolo, scheda "Parametri Vari (1)", "Per Azioni Orizzontali"), secondo il quale le pareti a tutt'altezza dell'edificio vengono riviste come 'mensole', tra loro collaboranti, incastrate alla fondazione e con estremo libero alla sommità dell'edificio.

In tal caso, la componente flessionale della rigidezza viene assunta automaticamente pari a 3 ( $3EJ/h^3$ ); diversamente, si utilizza il valore competente al vincolo flessionale specificato nei Dati Pareti.

In entrambi i casi, le altezze  $h$  utilizzate nel calcolo della rigidezza sono le altezze di interpiano: questa scelta può sembrare incoerente con il caso di schema a 'Mensole Accoppiate', dove potrebbe essere considerata l'altezza complessiva della parete (quindi, al piano 1 di calcolo - normalmente, il piano terra - un'altezza coincidente con l'intera altezza dell'edificio). In realtà, per trattare casi di edifici aventi configurazioni plano-altimetriche non perfettamente corrispondenti tra i vari piani (per esempio: corpi volumetrici superiori arretrati rispetto ai sottostanti, fondazioni su piani sfalsati), è preferibile adottare come riferimento, per ogni parete, l'altezza della parete al piano di calcolo considerato. Trattandosi di azioni complanari, viene utilizzata l'altezza di calcolo 'Hcalc' come specificata in input nei Dati Pareti.

Si osservi che qualora l'edificio sia perfettamente regolare (piane coincidenti ai vari piani, fondazioni tutte alla stessa quota) la ripartizione dell'azione sismica effettuata sulle pareti in base alle rigidezze, comporta gli stessi risultati sia facendo riferimento all'altezza totale della parete sia a quella di interpiano (le altezze variano tutte secondo la stessa legge e quindi conducono a coefficienti di ripartizione coincidenti).

Per un certo piano, il tagliante sismico è dato dalla sommatoria delle forze sismiche di piano sovrastanti, fino al piano considerato. L'azione sismica viene ripartita tra le pareti, generando

una forza orizzontale complanare alla parete. Nello schema di ‘Mensole Accoppiate’, il momento sismico competente al piano è calcolato come momento prodotto dalle forze sismiche sovrastanti; l’azione flessionale nelle pareti si ottiene dalla ripartizione di tale momento.

Nel caso degli edifici su **piani sfalsati**, nel calcolo del momento agente a un certo piano, per i piani superiori si escluderanno le parti di carico fondato superiormente. Infatti, l’azione sismica è proporzionale alle masse oscillanti e quindi è possibile ipotizzare che i carichi fondati superiormente non influiscano sulle sollecitazioni trasmesse ai piani inferiori.

Nel caso che non sia scelto lo schema di “Mensole Accoppiate”, la parete viene vista flessionalmente vincolata nel piano, con schema corrispondente al dato sul vincolo flessionale specificato nei Dati Pareti.

Questa possibilità di diversa schematizzazione è presente, in PC.M, anche nel calcolo a **Vento** dell’edificio (analisi statica secondo D.M. 20.11.1987). In tal caso, per edifici su piani sfalsati non vengono operati riduzioni dovute a parti superiori fondate, in quanto l’azione non è proporzionale alle masse ma alle superfici direttamente investite: questa scelta di PC.M è a favore di sicurezza, in quanto sarebbe possibile anche ipotizzare che l’azione del vento corrispondente a zone di edificio fondate superiormente si scarichi sulle fondazioni superiori senza influire sulle sollecitazioni dei piani sottostanti.

### **g) Criteri di calcolo: Verifiche a PressoFlessione e a Taglio.**

La muratura semplice, specialmente se sottoposta a sollecitazioni cicliche, presenta un comportamento sostanzialmente fragile e scarsa resistenza a trazione: l’inserimento di armature metalliche aumenta sia la duttilità sia la resistenza a taglio e a flessione delle pareti murarie. Le armature vengono accoppiate alla muratura seguendo i criteri usualmente adottati per le strutture in cemento armato, ossia affidando all’acciaio gli sforzi di trazione che la muratura non è in grado di sostenere.

Le Verifiche a PressoFlessione prevedono quindi la possibilità di parzializzazione delle sezioni trasversali delle pareti murarie, con definizione di una zona reagente a compressione (dove si controlla il massimo valore della tensione nella muratura) e di una zona tesa dove le armature sono soggette a trazione. Gli algoritmi di calcolo utilizzati derivano dai corrispondenti del cemento armato, ovviamente adottando le caratteristiche meccaniche e fisiche della muratura anziché del calcestruzzo.

Le Verifiche a Taglio possono essere svolte considerando la tensione tangenziale media prodotta dalla forza orizzontale agente sulla sezione trasversale, e confrontandola con il valore ammissibile a taglio, determinato a partire dalla tensione media verticale secondo le formulazioni del D.M.

20.11.1987.

Per la definizione delle tensioni ammissibili a compressione e a taglio da adottare per la muratura nell’ambito delle verifiche sismiche, è consentito raddoppiare i valori previsti dal D.M.

20.11.1987.

#### - Verifiche a PressoFlessione

Nelle Verifiche a PressoFlessione, i momenti sismici ed i carichi verticali sono utilizzati per verifiche alle tensioni ammissibili nella muratura e nell'acciaio condotte secondo gli algoritmi consueti del cemento armato, ma facendo ovviamente riferimento alle caratteristiche meccaniche e fisiche della muratura anziché del calcestruzzo. Il coefficiente di omogeneizzazione sarà quindi pari al rapporto fra modulo di elasticità dell'acciaio ed il corrispondente valore per la muratura (valutato generalmente in base alle relazioni note dal D.M. 20.11.1987:  $E=1000 \cdot f_k$ ).

PC.M esegue la verifica di pareti con armature verticali, simmetricamente disposte, con l'ipotesi di acciaio FeB44K controllato (tensione ammissibile = 2600 kg/cmq). La forza sismica agente su ogni parete viene ricavata ripartendo, in base alle rigidezze, la forza sismica di piano, calcolata con  $\beta=1.4$  o  $1.5$  a seconda della presenza o meno di armatura diffusa aggiuntiva.

La verifica a PressoFlessione viene eseguita nella sezione di base, per ognuna delle due combinazioni di carico alle tensioni ammissibili analizzate, e per ognuna delle due direzioni - tra loro ortogonali - prescelte per la verifica sismica.

#### - Verifiche a Taglio

Nelle Verifiche a Taglio, la forza sismica competente alla parete (derivante dalla ripartizione del tagliante di piano in base alle rigidezze) viene applicata sulla sezione trasversale, ai fini del calcolo della tensione tangenziale media.

La tensione di calcolo viene confrontata con il valore ammissibile a taglio, determinato a partire dalla tensione media verticale secondo le formulazioni del D.M. 20.11.1987:

$$f_{vk} = f_{vko} + 0.4 \sigma_n$$

dove:  $f_{vko}$  = resistenza caratteristica a taglio in assenza di carichi verticali;  $\sigma_n$  = tensione media di compressione dovuta al carico verticale (data dallo sforzo normale diviso l'area reagente a compressione);

$$\tau_{amm} = 2 \cdot f_{vk} / 5 = f_{vk} / 2.5$$

In PC.M, la verifica a Taglio viene condotta nella sezione scelta nei 'Parametri di Calcolo', scheda 'Analisi Sismica', 'Verifiche a Taglio: Sezione di calcolo': sommità, mezzeria (metà altezza) o base. La tensione media di compressione viene valutata dividendo lo sforzo normale per l'area reagente a compressione. Nei 'Parametri di Calcolo', è possibile che sia stata scelta l'opzione di trascurare la parzializzazione della sezione: in tal caso, l'area reagente viene fatta coincidere a priori con l'intera sezione trasversale.

I risultati sono riportati per ognuna delle due combinazioni di carico alle tensioni ammissibili analizzate, e per ognuna delle due direzioni - tra loro ortogonali - prescelte per la verifica sismica. E' talvolta possibile che le Verifiche a PressoFlessione siano soddisfatte grazie alle barre verticali di acciaio, mentre le Verifiche a Taglio diano qua e là responso negativo. In casi del genere, conviene anzitutto decidere se sia lecito prescindere dalla parzializzazione della sezione trasversale: in caso affermativo, le tensioni tangenziali sono distribuite sull'intera sezione e quindi diminuiscono. Se invece si vuole in ogni caso considerare reagente a taglio solo l'area

#### **A.6. Edifici Nuovi in Muratura Armata**

---

compressa, occorre aumentare l'area dell'armatura verticale (tale che aumenti l'area della sezione reagente) oppure cambiare le caratteristiche geometriche delle pareti murarie (tale che aumenti l'area delle pareti): in questo secondo caso occorre rieseguire il calcolo, data la diversa ripartizione delle azioni orizzontali. Resta infine la possibilità di adottare un'idonea armatura trasversale capace di incrementare la resistenza a taglio: al paragrafo A.8.3. è riportata un'applicazione di questo tipo.

## A.7. ALCUNE CONSIDERAZIONI SULL'ANALISI DEGLI EDIFICI IN MURATURA

### A.7.1. LIVELLI DI APPROCCIO

Nel campo dell'analisi degli edifici in muratura vi sono alcune considerazioni fondamentali da tenere presenti.

I criteri di calcolo che hanno guidato alla redazione, in tempi recenti, dei metodi di analisi globale degli edifici in muratura (vedi Por, ma anche altri metodi come quelli proposti dal D.M. 20.11.1987) devono sempre essere utilizzati 'criticamente' in modo da comprenderne i limiti di validità.

Questa tipologia di fabbricati è difficile da schematizzare in modelli matematici ai fini dell'analisi strutturale, e particolarmente complessa può essere l'analisi sismica: le azioni orizzontali introducono variazioni nel comportamento strutturale non sempre di semplice comprensione.

Ciò può generare confusione nel comprendere i tipi di approccio, che sostanzialmente sono tre:

- 1) **Primo livello:** valutazioni approssimate e grossolane (alle quali fanno capo i metodi 'convenzionali');
- 2) **Secondo livello:** calcoli automatizzati su computer, più o meno presentati come 'solutori [non-lineari] degli edifici in muratura', in pratica spesso coincidenti con il Por o sue varianti;
- 3) **Terzo livello:** metodi estremamente sofisticati, agli elementi finiti, che si propongono come i 'solutori' definitivi - pur nella complessità della schematizzazione strutturale - di questo tipo di strutture.

Occorre grande attenzione e consapevolezza nel praticare una qualunque di queste tre strade.

#### A.7.1.1. PRIMO LIVELLO: STIME CONVENZIONALI, VULNERABILITA'

I metodi convenzionali vengono in genere utilizzati per affrontare situazioni che richiedono rapide valutazioni di resistenza per un gran numero di edifici. Un esempio è il calcolo della vulnerabilità, sottoforma di coefficiente 'C convenzionale' (vedi par. A.3.5.3.). Formule semplificate consentono una semplice classificazione dell'edificio.

Si ritiene che questi metodi, pur fedeli al proprio scopo, dovrebbero comunque garantire almeno l'applicazione di una formula 'valida' indipendentemente dalla regolarità o meno dell'edificio. Notevoli difficoltà di interpretazione possono aversi estendendo formulazioni originariamente ricavate per edifici regolari ad edifici che presentino irregolarità in elevazione.

### **A.7.1.2. SECONDO LIVELLO: MODELLAZIONI A MACROELEMENTI**

I metodi automatizzati attualmente più diffusi fanno in gran parte ancora riferimento al Metodo Por. E' grande merito dell'opera prodotta dalla Provincia di Perugia e dal Servizio Sismico Nazionale, ed in genere dai servizi tecnici di Umbria e Marche, il definitivo chiarimento della necessità di confinare il Por nei suoi limiti (normativi e tecnico-applicativi) conducendo all'adozione di altri tipi di verifiche quando le ipotesi del Por non sono soddisfatte (per esempio, in presenza di piani deformabili o di pareti portanti snelle).

E' anche venuta evidenziandosi la necessità di classificare più meccanismi di collasso per gli edifici in muratura, oltre a quello di taglio per azioni complanari: ecco quindi il ribaltamento rigido, la pressoflessione ortogonale, la pressoflessione complanare.

Un'analisi corretta di un edificio in muratura sottoposto a calcolo strutturale non può più prescindere da queste considerazioni, anche se l'edificio è geograficamente ubicato fuori dal campo d'azione strettamente inerente la Legge 61/98, che - essendo peraltro una Legge dello Stato - deve essere conosciuta in tutte le zone sismiche del territorio Italiano.

Un'analisi completa, che vada oltre il solo Por, può inquadrare efficacemente il comportamento strutturale dell'edificio in muratura. A nostro avviso, i risultati vanno sempre interpretati con cautela: troppo spesso vi è incertezza nei parametri alla base del calcolo (ad esempio, la  $\tau_k$  della muratura).

Lo strumento informatico utilizzato deve offrire la possibilità di variare i 'parametri di calcolo' rappresentativi dell'edificio, in modo da poterne comprendere l'influenza sui risultati.

L'analisi dell'edificio viene quindi a coincidere con lo studio di un 'campo di variazione' dei risultati, operazione molto più attendibile rispetto alla pretesa di definire un coefficiente di sicurezza assoluto per la configurazione resistente del fabbricato.

Tutti i metodi che rientrano in questo 'Secondo livello di approccio' operano per macroelementi (ad esempio, i maschi murari). Le incertezze sul valore numerico dei risultati dipendono anche dalla difficoltà di schematizzazione dell'edificio, che deve essere suddiviso in parti 'ideali', in realtà tra loro collegate, anche se tale suddivisione opera in genere a favore di sicurezza (il comportamento reale, di tipo scatolare, dovrebbe incrementare le capacità di resistenza stimate dal modello a macroelementi).

### **A.7.1.3. TERZO LIVELLO: MODELLAZIONI AGLI ELEMENTI FINITI**

Le modellazioni ad elementi finiti hanno, in tempi recenti, rivoluzionato l'analisi strutturale, in particolare nel campo dei materiali le cui leggi dell'elasticità sono note (acciaio, cemento armato, legno).

Molto più complessa è la situazione degli edifici in muratura. Facendo in particolare riferimento agli edifici esistenti, dove le problematiche sono maggiori, evidenziamo alcuni aspetti caratteristici di queste tipologie:

- a) non si può fare affidamento sul comportamento 'elastico' del materiale;
- b) il materiale è fortemente eterogeneo (blocchi murari e giunti di malta);



- c) la muratura presenta una grande resistenza a compressione ma una scarsa o nulla resistenza a trazione;
- d) la geometria è spaziale;
- e) non sono note le caratteristiche fisiche e meccaniche di molte vecchie murature.

Per poter praticare la via degli elementi finiti, si tenta di modellare le strutture suddividendole in elementi finiti 'matematici', in genere di dimensioni maggiori delle corrispondenti dimensioni fisiche dei singoli blocchi o giunti. Questa operazione di discretizzazione può anche essere accettabile; il problema è come procedere oltre: una volta 'suddivisa' la struttura, quali sono le leggi che interpretano le interazioni fra i singoli elementi?

Se si adoperi un solutore in campo elastico, si possono ottenere risultati poco attendibili. Qual è il significato delle 'tensioni di trazione' in materiali che, per ipotesi, non reagiscono a trazione? Il vero problema è in realtà la determinazione della struttura reagente sotto l'azione di carichi o cedimenti esterni, e la valutazione della sua 'stabilità', intesa come configurazione di sforzo compatibile con i carichi o cedimenti applicati e con la forma geometrica della struttura. Si è quindi venuta evidenziando, recentemente, una metodologia di approccio nella quale l'analisi strutturale degli edifici in muratura condotta con tecniche moderne (elementi finiti e calcolo matriciale) riconduce alla comprensione delle antiche metodologie di dimensionamento basate non sulle leggi dell'elasticità ma sulle proporzioni geometriche. Un approccio di questo tipo è utilizzato nello studio degli archi in muratura (oggetto del software "SAV" della AEDES) elaborato dal Dipartimento di Costruzioni dell'Università degli Studi di Firenze, Facoltà di Architettura: il modello ad elementi finiti rigido-labile è stato applicato e sperimentato con successo; "SAV" lo rende applicabile diffusamente ai casi pratici. Tale approccio può evolvere verso l'analisi di una struttura muraria generica, modellata attraverso elementi finiti costituiti da blocchi rigidi (i blocchi murari) con vincoli unilateri (reagenti a sola compressione), dove è possibile concentrare l'elasticità nel caso di presenza di giunti di malta. Applicando queste tecniche di calcolo, resta determinata la struttura effettivamente reagente ed il quadro fessurativo che la separa dalle porzioni non reagenti.

Volendo seguire la via dei metodi agli elementi finiti, si comprende quindi come una iniziale complessità di modellazione geometrica delle strutture possa rivelarsi inefficace se non è seguita da una corretta interpretazione fisico-meccanica dei componenti strutturali: un modello molto più attendibile del solido elastico è quello dei blocchi rigidi connessi tra loro da giunzioni deformabili o meno, a seconda della natura della tessitura muraria.

Allo stato dell'arte attuale, la metodologia di analisi globale dell'edificio agli elementi finiti è praticamente applicabile solo a fabbricati di grande importanza (ad esempio, gli edifici monumentali) che possono giustificare lo sforzo necessario.

E' interessante notare invece che nel caso di analisi locali di singole membrature strutturali, quali ad esempio archi e volte, è già possibile applicare in modo semplice e appropriato i metodi agli

#### **A.7. Alcune considerazioni sull'Analisi degli Edifici in Muratura**

---

elementi finiti (ad esempio, utilizzando - come già accennato - il software “SAV” della AEDES), rispettando le effettive leggi di comportamento dei materiali murari.

## **A.8. ESEMPI DI STUDIO E PROGETTAZIONE CON “PC.M”**

Riportiamo alcuni esempi significativi di studio e di progettazione condotti con “PC.M”. Insieme alla descrizione delle caratteristiche strutturali, sono evidenziati anche alcuni aspetti operativi del software. I files corrispondenti agli esempi riportati sono forniti in dotazione a PC.M; gli esempi vengono ripresi anche nella sezione ‘Esempi Applicativi’ della Documentazione per l’Utente fornita su supporto informatico nel pacchetto di PC.M.

### **A.8.1. EDIFICI ESISTENTI**

#### **A.8.1.1. STUDIO DI EDIFICIO LESIONATO DA SISMA: CANONICA A FIVIZZANO (MS)**

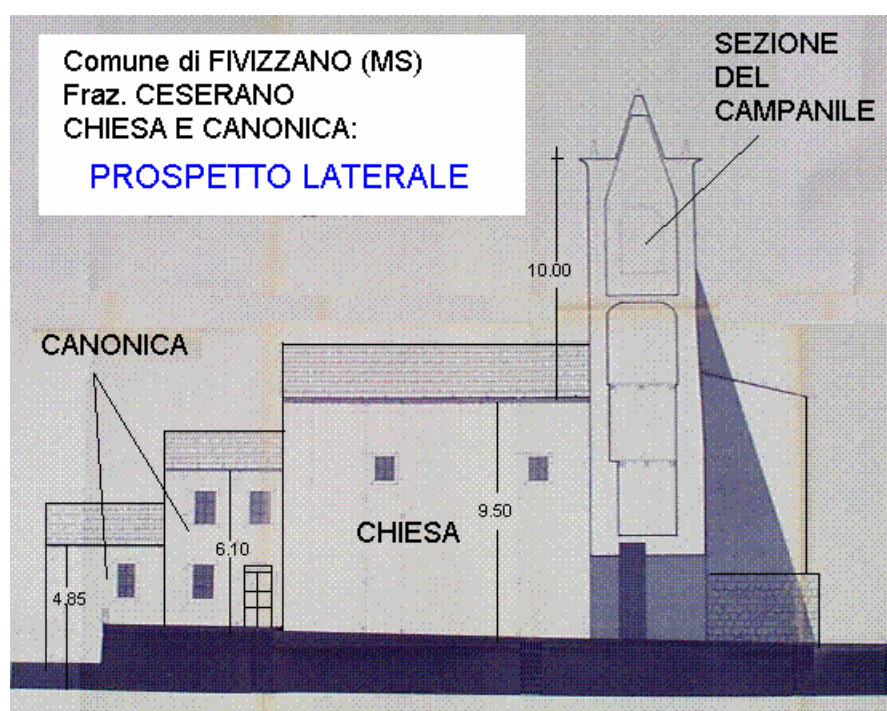
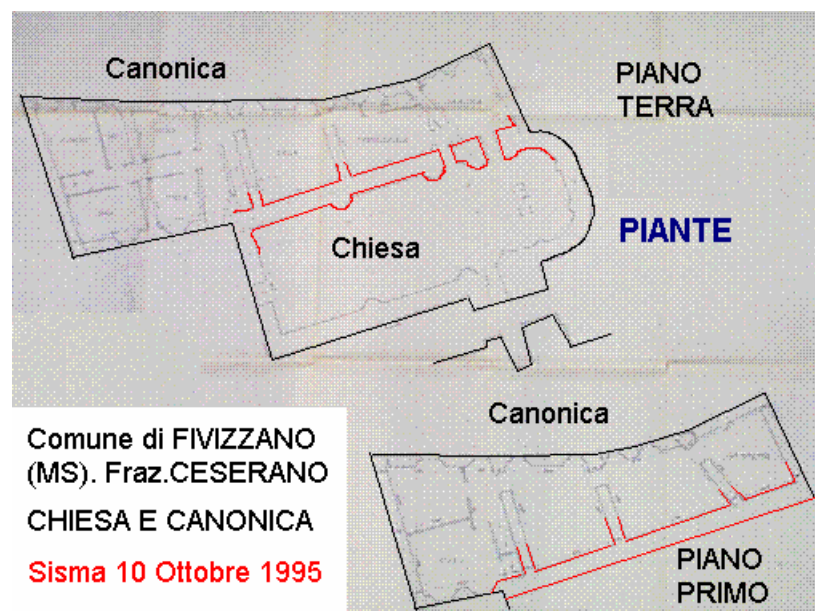
Si tratta di un’analisi strutturale condotta dall’Autore di PC.M a Ceserano - Fivizzano (MS), a seguito del sisma del 10 ottobre 1995, in collaborazione con l’Istituto Geofisico Toscano di Prato, e presentata ai lavori dell’Accademia Nazionale dei Lincei, al convegno: La stabilità del suolo in Italia: zonazione della sismicità e frane, nel maggio 1996 [11].

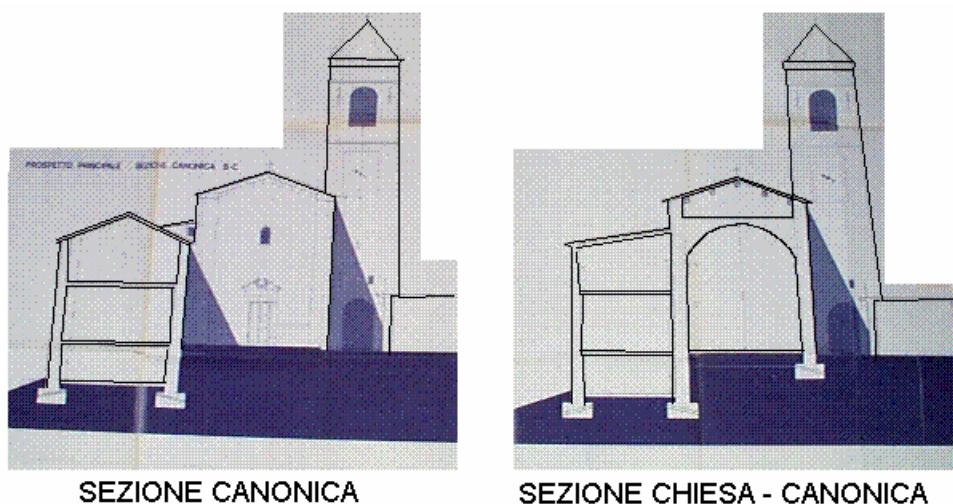
Il nucleo edilizio esaminato si sviluppa longitudinalmente, lungo un versante. Particolare attenzione è stata rivolta alla Canonica. Questo edificio, assieme alla Chiesa, è risultato infatti sensibilmente danneggiato dal sisma.

Nelle figure seguenti sono riportati i grafici di rilievo (rilievo a cura di Geom. Rozzi e Arch. Lombardi; si ringraziano inoltre i Geom. Colonnata e Tonelli. I disegni di rilievo sono stati acquisiti in occasione del sopralluogo effettuato dall’Autore del software con l’Istituto Geofisico Toscano di Prato; tutte le misurazioni sono state comunque rilevate sul posto durante il sopralluogo.).

#### A.8. Esempi di Studio e Progettazione con “PC.M”

---





Comune di FIVIZZANO (MS). Fraz. CESERANO

**Figg. 51, 52, 53, 54.** *Disegni di rilievo di Chiesa e Canonica.*

L'analisi con PC.M fornisce importanti informazioni sia sul comportamento strutturale sia sugli effetti di interazione suolo-struttura.

Alcuni parametri rilevati sono i seguenti: muratura in pietrame in mediocri condizioni; solai non sufficientemente rigidi (profili metallici e laterizi); lesioni notevoli, sia aventi la caratteristica forma a X delle lesioni a taglio, sia localizzate sopra le aperture (porte interne).

Sono state operate due schematizzazioni di riferimento:

- (a) organismo edilizio completo, considerando anche la zona di fabbricato adiacente alla Chiesa;
- (b) edificio 'isolato', considerando a sé la porzione oltre la zona confinante con la Chiesa.

## A.8. Esempi di Studio e Progettazione con “PC.M”

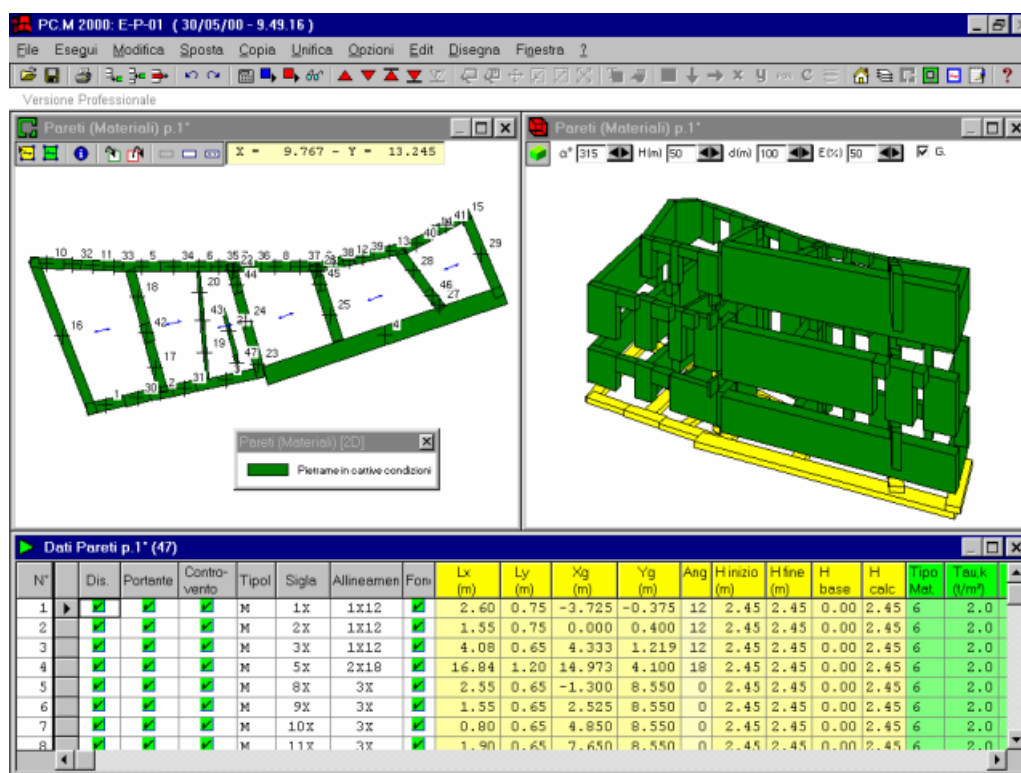


Fig. 55. Ceserano, schematizzazione (a). Fabbricato Canonica completo.

## A.8. Esempi di Studio e Progettazione con “PC.M”

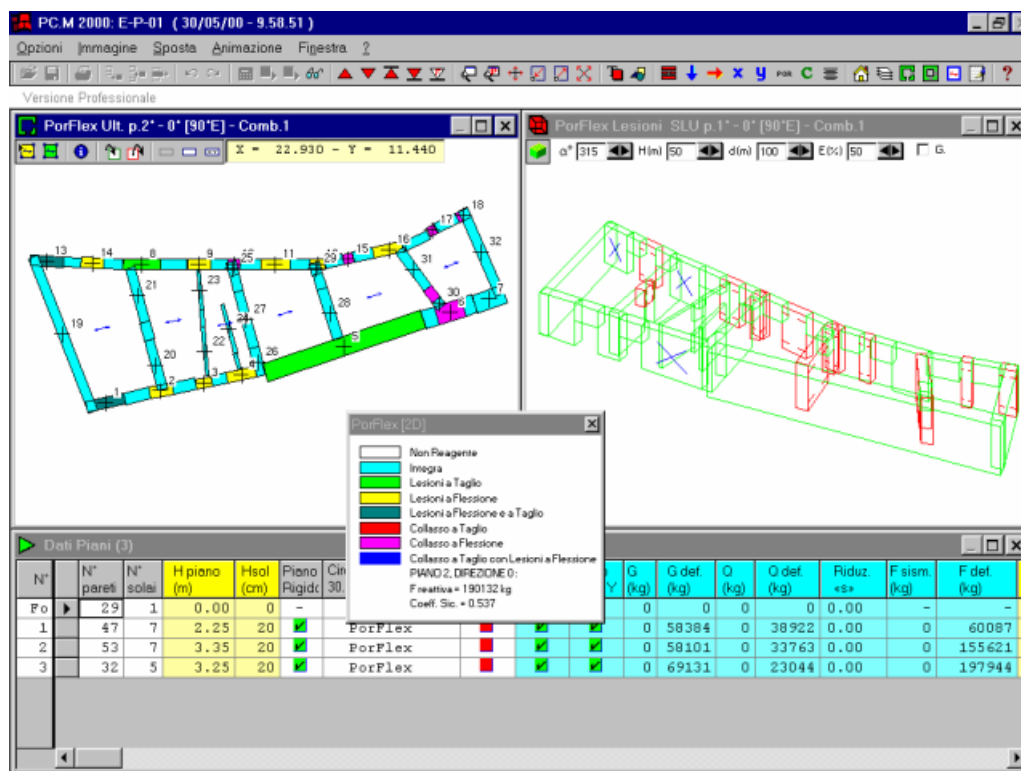
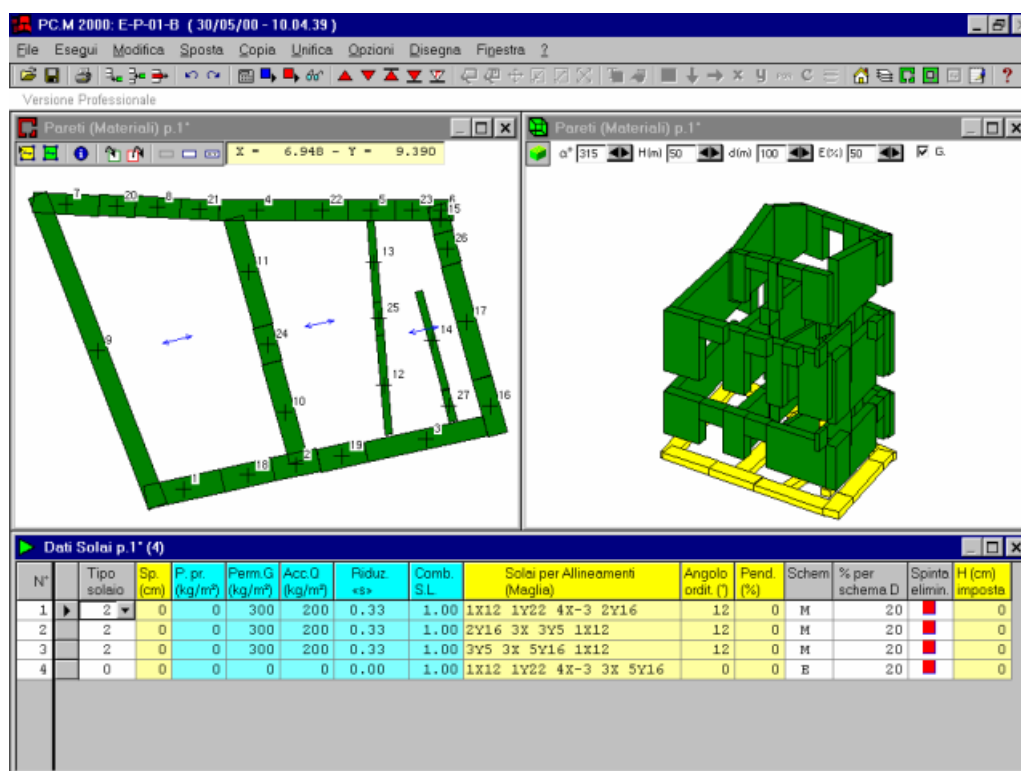


Fig. 56. Schematizzazione (a). Risultati Analisi Sismica.

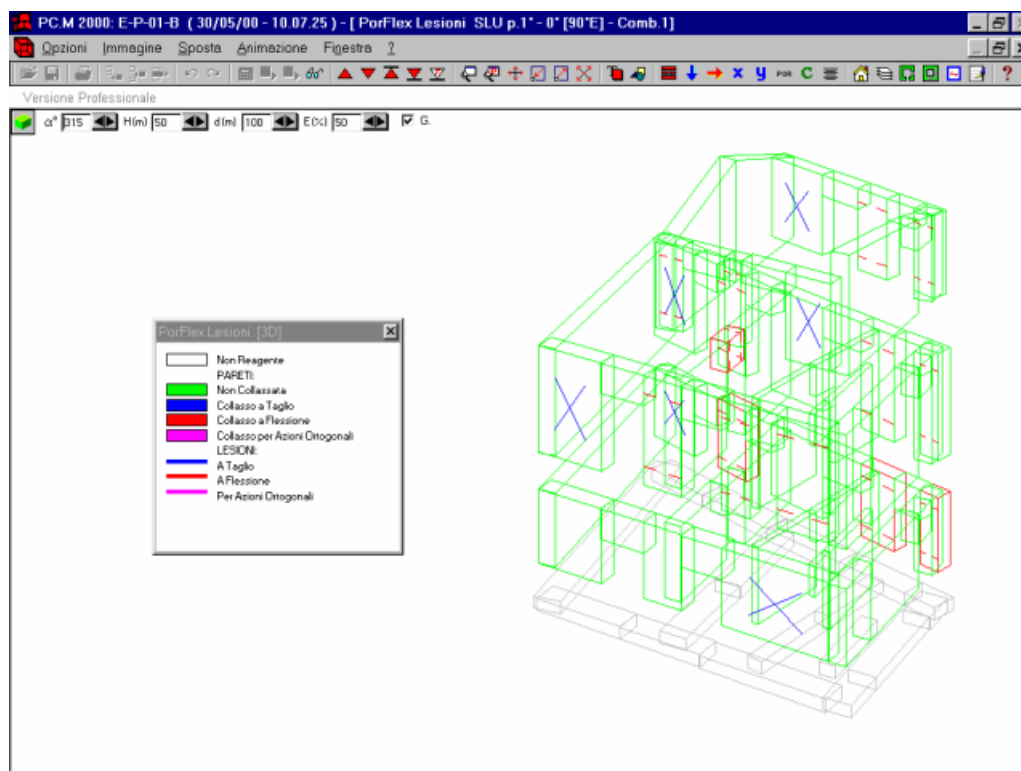
## A.8. Esempi di Studio e Progettazione con “PC.M”



**Fig. 57.** Schematizzazione (b), limitata al volume danneggiato.

La schematizzazione (b) si è rivelata più giusta: infatti l'analisi degli effetti sismici sull'edificio conduce in tal caso a lesioni in quelle pareti dove effettivamente sono state riscontrate.





**Fig. 58.** Schematizzazione (b). Lesioni Sismiche, praticamente coincidenti con le effettive.

L'analisi condotta mostra i seguenti risultati per la schematizzazione (b):

Coefficienti di sicurezza: secondo Por: 0.477; secondo PorFlex: 0.437

Accelerazione strutturale ( $\text{mm/sec}^2$ ):

- secondo Normativa: 0.280 g = 2747

- secondo Por: prima lesione: 0.117 g = 1145

- Por collasso globale: 0.134 g = 1313

- secondo PorFlex: collasso globale: 0.119 g = 1167

Direzione sismica più sfavorevole [fondazioni]: 80°, 161

Periodo proprio di oscillazione (sec): minimo: 0.0710; massimo: 0.1045.

L'analisi condotta mostra quindi un coefficiente di sicurezza assai inferiore al valore 1.00, minimo consentito dalla Normativa per considerare l'edificio adeguatamente resistente all'azione sismica.

L'accelerazione strutturale che ha investito l'edificio provocandone le lesioni riscontrate è stimata dal calcolo PorFlex pari a circa 0.1 g, mentre il periodo proprio massimo viene valutato in 0.1 sec.

#### A.8. Esempi di Studio e Progettazione con "PC.M"

Dato il basso valore del periodo proprio, è ipotizzabile un'amplificazione dell'accelerazione sismica pari a 2; pertanto, dal suolo deve essere provenuta un'accelerazione di circa  $0.050g$  ( $500 \text{ mm/sec}^2$ ), assai alta se paragonata all'intensità dell'evento verificatosi.

Si può dunque ritenere che la configurazione geologica locale abbia amplificato l'onda sismica originaria.

E' da rilevare inoltre che la direttrice del sisma, perpendicolare al versante su cui è ubicata la frazione di Ceserano, ha investito l'edificio analizzato esattamente nella direzione più sfavorevole per la sollecitazione strutturale. L'insieme di questi fattori ha determinato un danneggiamento di notevole entità.

L'edificio deve essere consolidato con interventi volti a migliorare il comportamento meccanico delle pareti portanti, ad esempio con pareti in intonaco armato (reti elettrosaldate + intonaco cementizio), oltre all'irrigidimento dei solai e alla legatura delle pareti nelle zone di intersezione fra muri ortogonali.

Il metodo PorFlex si è rivelato estremamente idoneo per rilevare nel modello di calcolo le lesioni effettivamente riscontrate nei maschi murari ed anche nelle strisce (fasce sopra le aperture).

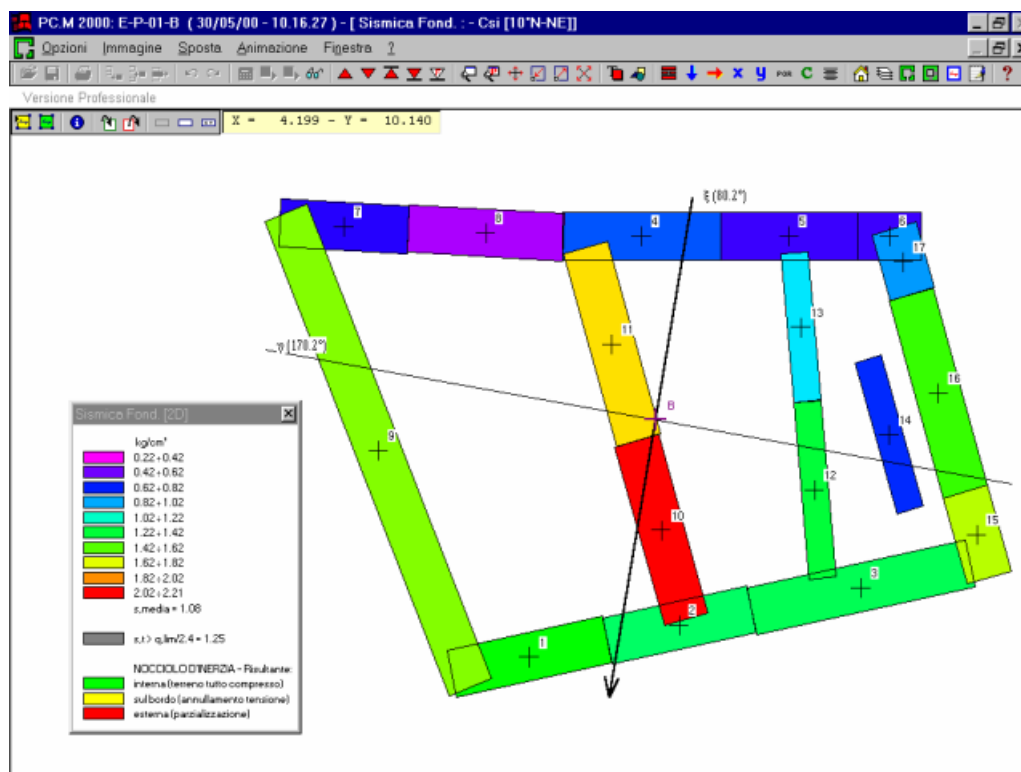
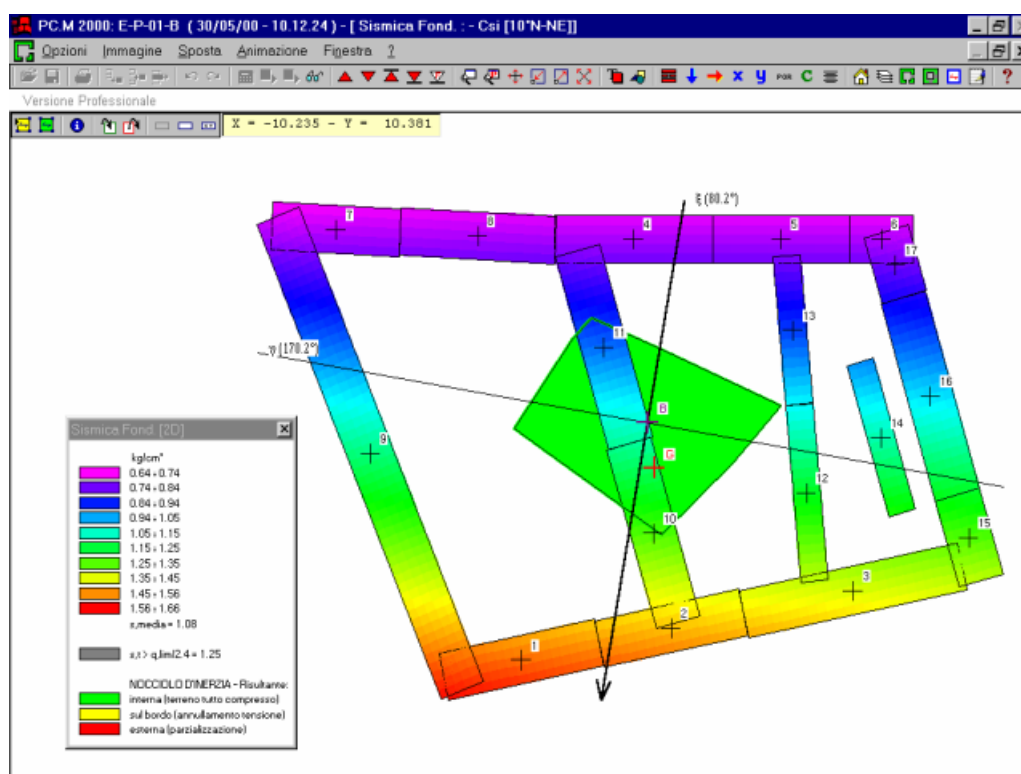


Fig. 59. Schematizzazione (b). Fondazioni con carichi 'locali':  $\sigma_{max} = 2.21 \text{ kg/cm}^2$  (Sisma - $\xi$ )

Per quanto riguarda l'analisi delle fondazioni, lo schema di fondazioni a carichi 'locali' ben interpreta quegli Stati di fatto dove non si è sicuri del collegamento fra le fondazioni delle diverse pareti, e quindi occorre diffondere localmente il carico sovrastante. Punte di tensione più alte si hanno ovviamente sotto alle pareti maggiormente caricate. Nel caso in esame, la massima tensione risulta pari a 2.21 kg/cm<sup>2</sup>; esaminando le due direzioni di verifica ( $\xi$ ,  $\eta$ ), in entrambi i versi, la configurazione più sfavorevole corrisponde al sisma  $-\xi$ .



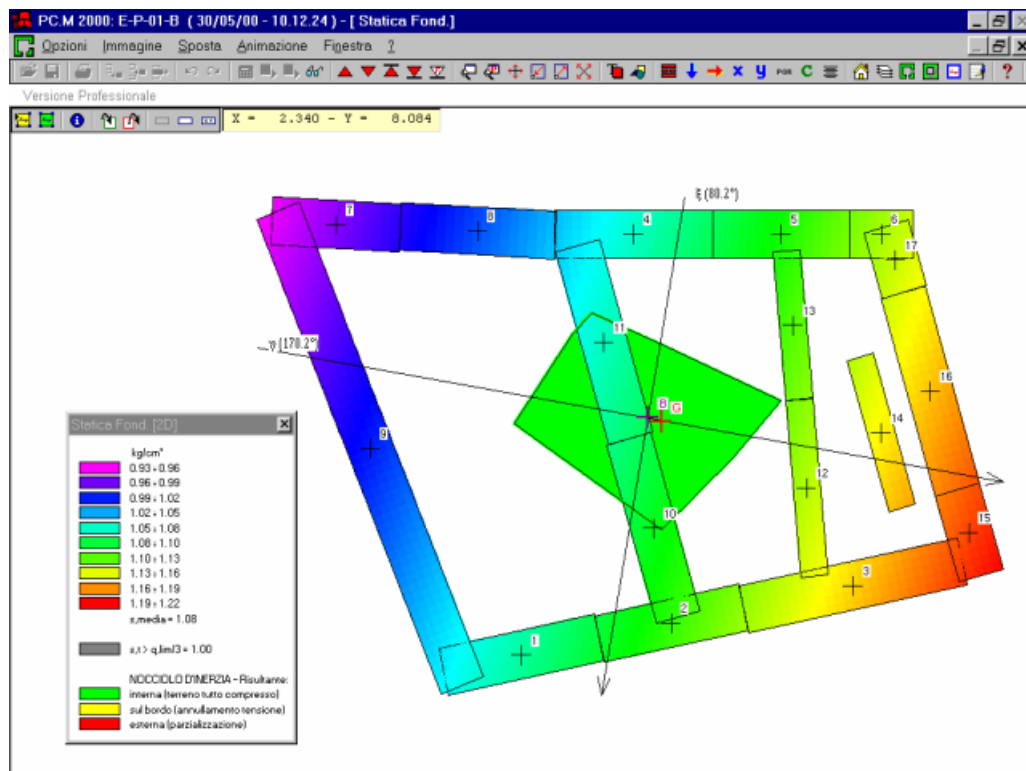
**Fig. 60.** Schematizzazione (b). Fondazioni rigide, con nocciolo d'inerzia.  $\sigma_{max} = 1.66$  kg/cm<sup>2</sup>

Nell'analisi delle fondazioni, lo schema di fondazioni rigide è idoneo nel caso di reticolo effettivo - ad esempio realizzato con un intervento di consolidamento con cordoli di collegamento. Questo schema conduce a valori meno elevati di tensione sul terreno rispetto alle fondazioni 'locali': infatti, le fondazioni meno caricate 'aiutano' le più cariche. Facendo un confronto nel caso in esame, la punta massima di tensione si abbassa da 2.21 a 1.66 kg/cm<sup>2</sup>.

L'analisi delle fondazioni applicata ad un qualunque edificio esistente può aiutare a comprendere se alcune lesioni riscontrate nello stato di fatto siano attribuibili a cedimenti delle fondazioni, che potrebbero essersi manifestati nelle zone maggiormente sollecitate. Tutto ciò anche in assenza di

## A.8. Esempi di Studio e Progettazione con “PC.M”

sisma, in quanto un carico statico non baricentrico genera in fondazione zone maggiormente sollecitate.



**Fig. 61.** Elaborazione in fase statica:  $\sigma_{max} = 1.22 \text{ kg/cm}^2$

La fig. 61 evidenzia, con riferimento al caso in esame, l'assetto statico della tensione sul terreno. Si noti la posizione del Centro di pressione G rispetto al baricentro geometrico B: anche per soli carichi statici è possibile, in dipendenza della posizione delle masse, che vi sia un'eccentricità, e quindi una tensione non uniforme sul terreno. Questa informazione, per edifici esistenti e indipendentemente dagli eventi sismici, può essere utilizzata per comprendere possibili cedimenti di fondazione che possono essere riscontrati nel quadro fessurativo statico dell'edificio.

### A.8.1.2. STUDIO DI EDIFICIO MONUMENTALE

Il Palazzo dei Giudici, attuale sede dell'Istituto e Museo di Storia della Scienza di Firenze, è stato oggetto di uno studio universitario [1]; recentemente, la struttura è stata nuovamente analizzata con PC.M. Lo studio è condotto ai fini di un'indagine statica e sismica sul fabbricato, senza procedere oltre con la proposta di interventi di consolidamento; va da sé che l'analisi dei risultati prodotti può fornire le indicazioni necessarie per l'impostazione di un eventuale intervento.

#### A.8.1.2.1. ANALISI STORICA

E' interessante soffermarsi sulle vicende storiche del Palazzo, che nel corso dei secoli ha subito notevoli trasformazioni strutturali. Nel 1929 una Commissione apposita fu costituita per esaminare le condizioni statiche del Palazzo, dopo che molteplici lesioni furono riscontrate nelle strutture del fabbricato, in quel periodo interamente adibito a magazzino di libri annesso alla Regia Biblioteca Nazionale. Venne dunque stilata una relazione. In essa si afferma che “l'edificio è di forma quadrata e di aspetto grandioso. Sorge isolato ed ha le mura rivestite di pietra a bozze rustiche nella parte inferiore, a filaretto dalla cornice del ricorso del primo piano in su. Al piano terreno è un partito uniforme di arcate e di sodi; in alto è una terrazza a logge a colonne di fattura più moderna del resto del fabbricato, che risale al XIII - XIV secolo.

Il palazzo ha tre piani fuori terra ed uno al sottosuolo. La distribuzione dei vani è notevolmente diversa tra il piano terreno ed i piani superiori che presentano varianti anche tra loro. Questa diversità di taglio e la irregolarità delle strutture murarie sono giustificate dal fatto che il palagio subì, nel volger dei secoli, notevoli trasformazioni e restauri per renderlo adatto agli usi cui man mano venne adibito. Difatti in origine era un fortilizio o castello che per la sua elevazione si disse d'Altafronte”, facente parte delle mura di Firenze e destinato alla difesa della città. Il palazzo era stato costruito in epoca anteriore al 1180. Nel 1333 fu parzialmente distrutto dalla piena dell'Arno; fu poi ricostruito “in altra forma per uso di privata abitazione”. “Per circa duecento anni” il Palazzo “rimase un massiccio torrione con quattro torricelle sui quattro angoli del ballatoio”. Nel 1572 l'edificio passò ad ufficio dei Giudici di Ruota; servì successivamente per diversi uffici pubblici. Restauri statici furono eseguiti nel 1839 e nel 1889; in questi anni, il Palazzo fu destinato ad accogliere i manoscritti della Biblioteca Nazionale. A questo punto si giunge al 1929, anno in cui venne verificata la stabilità dell'edificio.

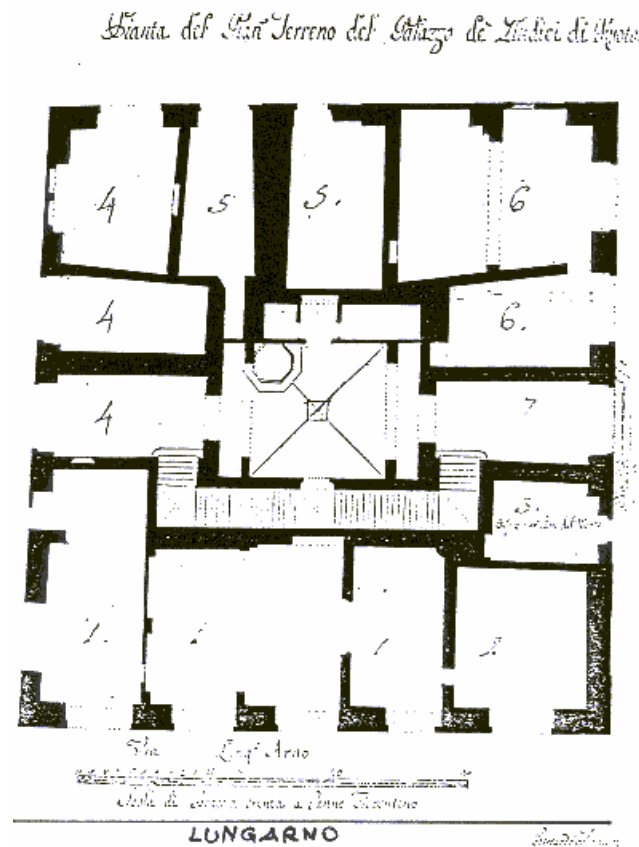
La relazione del Genio Civile prosegue individuando nelle trasformazioni secolari (che hanno ad esempio prodotto muri in falso ai piani superiori) la causa dello scollegamento fra alcune pareti portanti dell'edificio; inoltre, i sovraccarichi troppo elevati hanno determinato l'eccessiva deformazione dei solai. Si concludeva quindi con la necessità di alleggerire il carico di esercizio (rimuovendo i pesanti magazzini di libri) e di progettare un rafforzamento dei solai.

Negli anni successivi, la destinazione d'uso fu progressivamente variata; la Biblioteca Nazionale fu trasferita in altra sede, ed il Palazzo divenne - ed è tuttora - sede del Museo di Storia della Scienza. Negli anni '40 furono inoltre eseguiti interventi di consolidamento, soprattutto per gli orizzontamenti (strutture in legno).

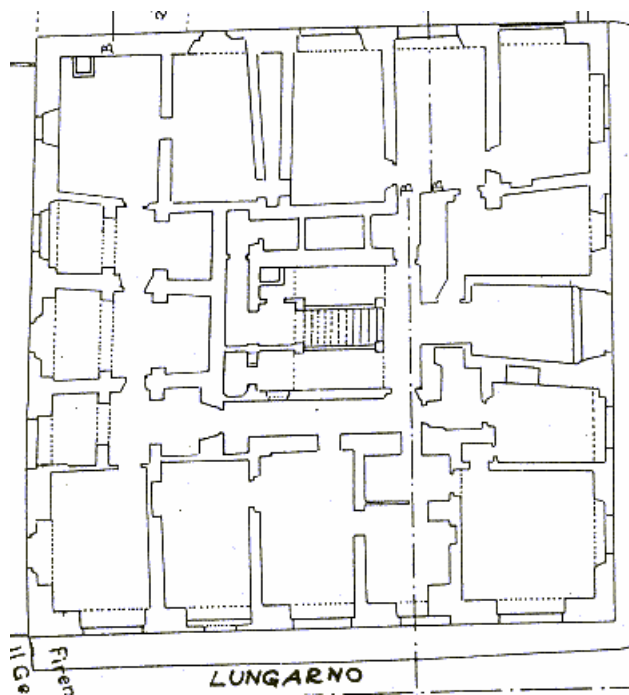
#### A.8. Esempi di Studio e Progettazione con “PC.M”

---

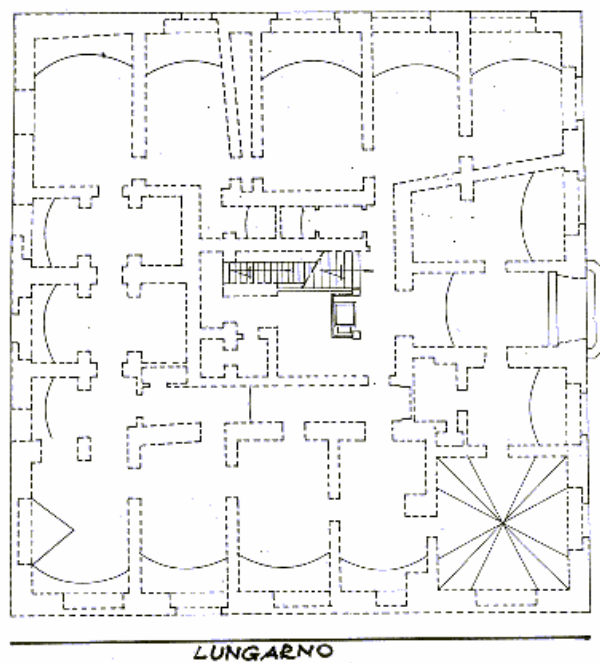
Le figure 62, 63, 64 testimoniano alcuni degli assetti statici del piano terreno dell’edificio nel corso dei secoli, fino ai giorni nostri. In questo tipo di studi, i rilievi storici sono di importanza fondamentale perché permettono di comprendere quali siano le effettive strutture originarie del fabbricato, che non sempre sono direttamente identificabili nello stato attuale.



**Fig. 62.** Pianta del Piano terreno del “Palazzo de’ Giudici di Ruota”, di Bernardo Fallani (1770).



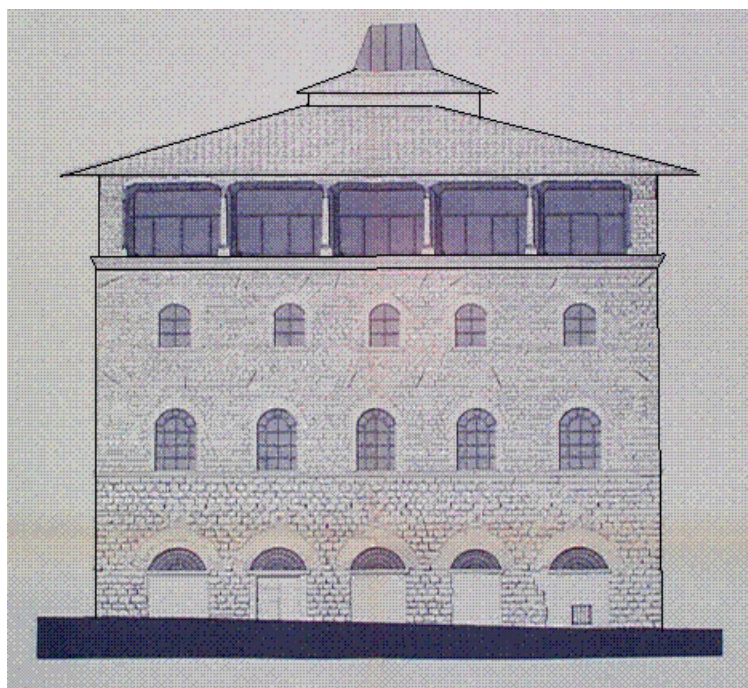
**Fig. 63.** *Piano terreno: rilievo eseguito dal Genio Civile (1940).*



**Fig. 64.** Attuale pianta del piano terreno, con strutture a volta su di esso impostate.

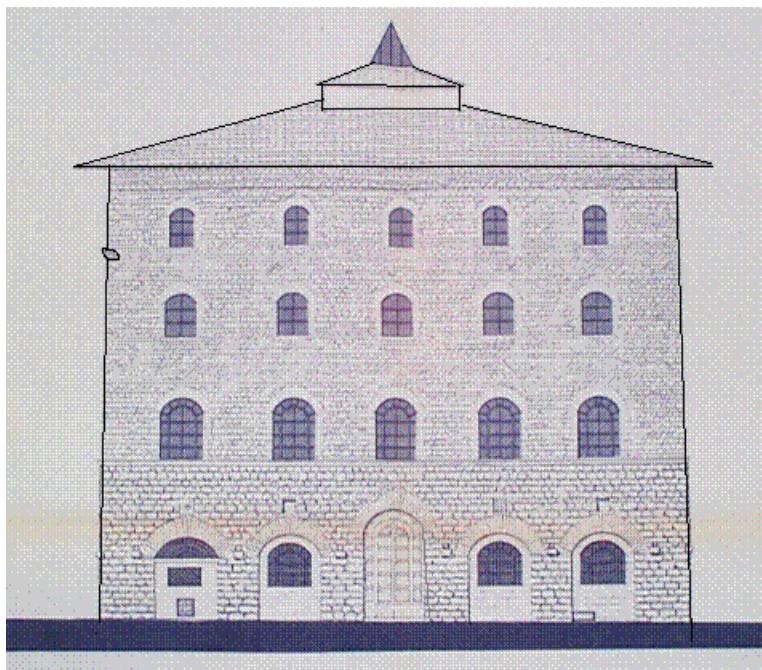
Lo ‘scollegamento’ strutturale cui si riferiva la relazione statica del 1929 porta ad ipotizzare che di fronte ad un evento sismico l’edificio si sarebbe comportato ‘a piani deformabili’, senza cioè aiuto reciproco fra le pareti. I successivi interventi di consolidamento eseguiti negli anni ‘40 hanno migliorato il comportamento statico degli orizzontamenti, e quindi, allo stato attuale, appare interessante approfondire lo studio sismico anche nell’ipotesi di ‘piani rigidi’.





PALAZZO DEI GIUDICI  
PROSPETTO SUL LUNGARNO

**Fig. 65.** *Prospetto sul Lungarno.*



PALAZZO DEI GIUDICI  
PROSPETTO SU PIAZZA DEI GIUDICI

**Fig. 66.** *Prospetto su Piazza dei Giudici (laterale destro rispetto al Lungarno).*

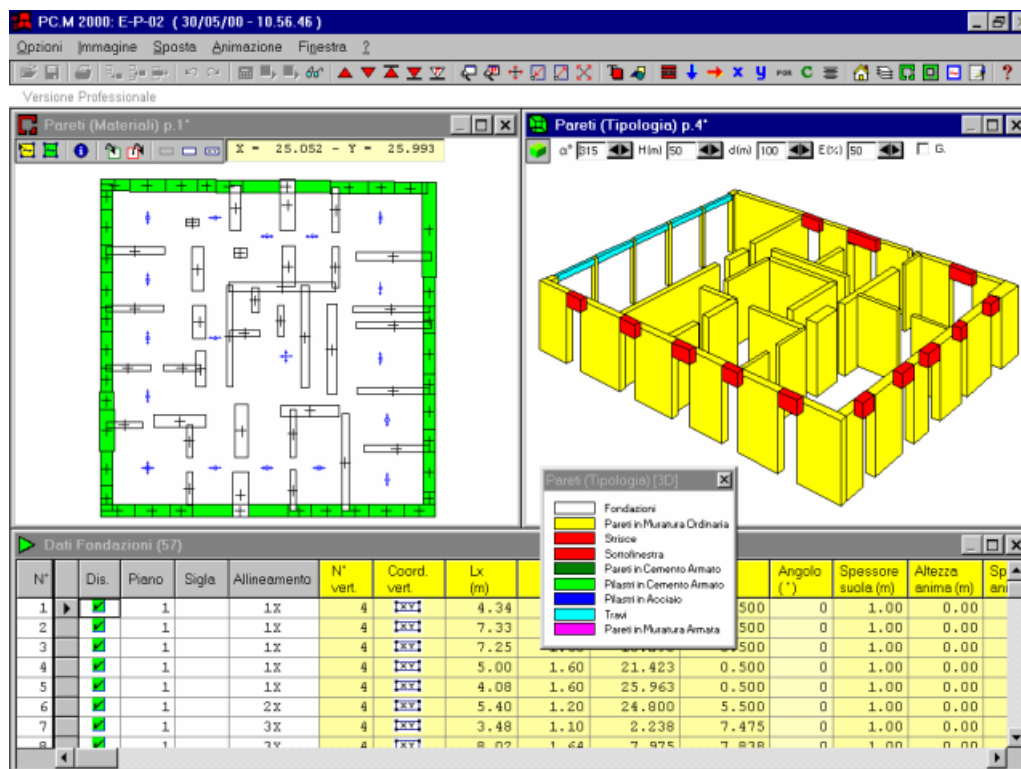
#### A.8.1.2.2. MODELLAZIONE ED ANALISI STRUTTURALE

Con PC.M si è quindi condotto un confronto fra l'ipotesi di piani deformabili e quella di piani rigidi sia con riferimento al metodo Por sia al PorFlex, in modo da poter confrontare i risultati dei due metodi.

Ci proponiamo quindi di inquadrare globalmente il comportamento sismico a taglio dell'edificio, conducendo contemporaneamente valutazioni statiche oltre che sismiche.

Altri approfondimenti non condotti in questa sede potrebbero riguardare le verifiche a PressoFlessione per Azioni Ortogonali e Complanari, ed a Ribaltamento rigido: tali verifiche locali, certamente molto importanti, risultano piuttosto complesse per l'edificio in questione, ed i risultati devono essere consultati in maniera dettagliata, per individuare quali siano effettivamente le situazioni più critiche. Utilizzando PC.M è possibile, inoltre, esaminare a fondo l'influenza della spinta delle volte (costituenti gran parte degli orizzontamenti gravanti sul piano

terreno, vedi fig. 64) sulle verifiche a ribaltamento di porzioni di prospetti da cielo a terra, sia dal punto di vista statico sia da quello sismico. L'effetto instabilizzante delle spinte delle volte può essere posto in relazione con il contrasto offerto dagli incatenamenti orizzontali dei solai, per determinare se l'equilibrio da questo punto di vista è sufficientemente assicurato.

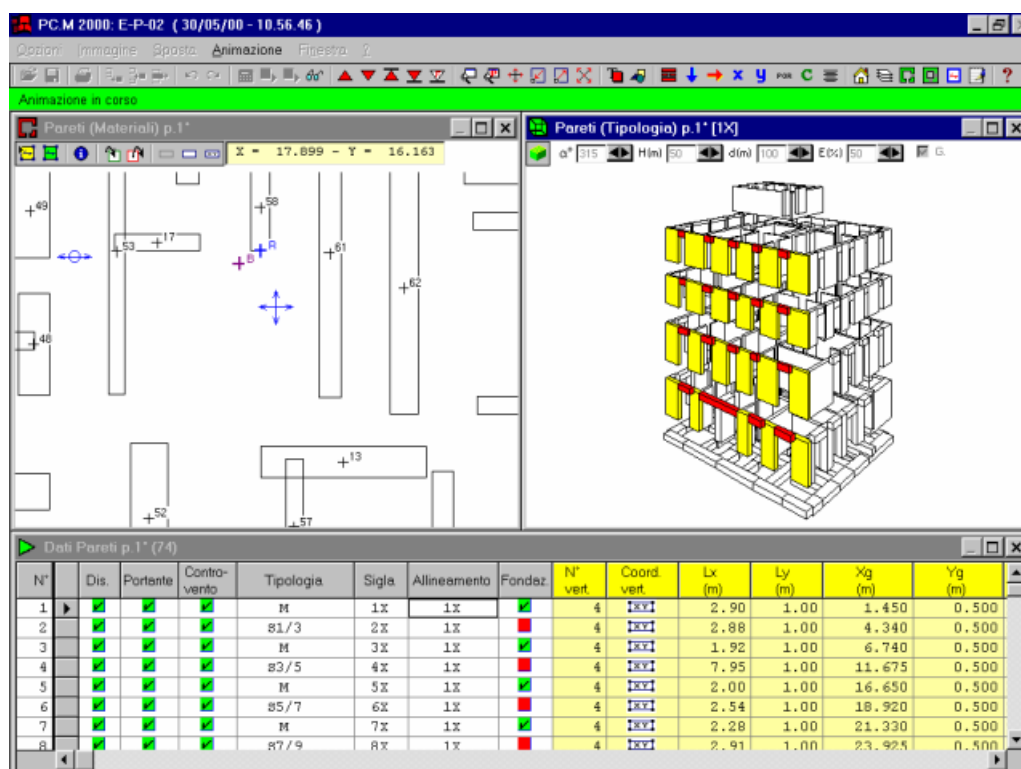


**Fig. 67.** Dati Pareti, con evidenziazione nel 3D delle tipologie degli elementi resistenti (rispetto alle piante architettoniche sopra riportate, nello schema di PC.M il lato Lungarno coincide col fronte laterale sinistro lungo Y).

Dal punto di vista operativo, dai rilievi su CAD si sono importate in PC.M le pareti resistenti ai vari piani e le aree di carico (maglie di solaio); la fase di input è stata completata internamente a PC.M con la definizione delle caratteristiche dei materiali e di altri parametri di calcolo necessari per la definizione del modello strutturale. Alcune pareti leggermente oblique in pianta o di forma non perfettamente rettangolare sono state semplificate e rese parallele alle direzioni X e Y, ai fini di un raggiungimento più rapido degli scopi preposti (studio globale del comportamento statico e sismico); utilizzando un adeguato strumento informatico, come PC.M, non vi sono particolari difficoltà nell'adottare schematizzazioni più raffinate, rappresentando le zone resistenti con

## A.8. Esempi di Studio e Progettazione con “PC.M”

‘polilinee’ (pareti a sezione non necessariamente rettangolare) o variando opportunamente l’angolo di riferimento della parete.

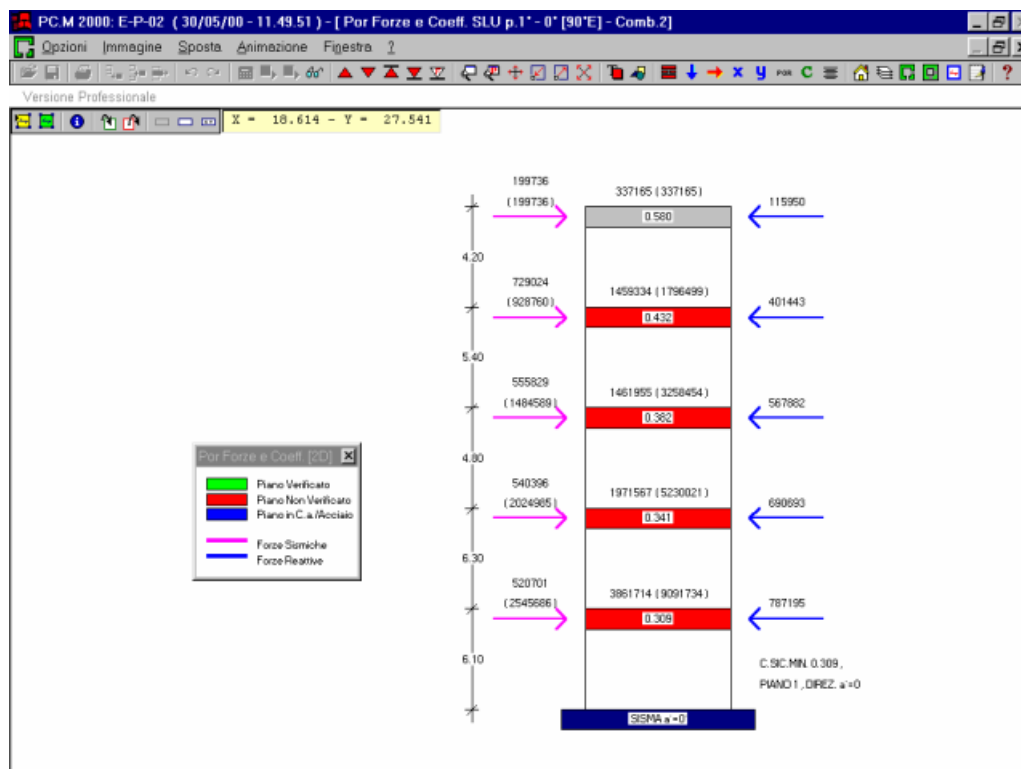


**Fig. 68.** *Dati Pareti. In evidenza, baricentro e centro delle rigidezze nella finestra 2D.*

Nella finestra grafica 3D, è evidenziato l’allineamento 1X. Come spesso accade, lungo uno stesso allineamento non necessariamente vi è corrispondenza di vuoti e pieni fra un piano e il sottostante: ciò è particolarmente frequente negli edifici esistenti, dove si può peraltro incontrare le situazioni più varie (anche muri in falso su solai o impostati su travi sottostanti). In tutti i casi ‘anomali’, occorre operare ridistribuendo i carichi nel modo più simile a quanto avviene nella realtà. Con PC.M, ad esempio, il carico di un muro in falso su un solaio viene ripartito opportunamente sulle pareti ad esso più ‘vicine’.

Nel caso in cui si voglia schematizzare come resistenti solo i maschi murari che presentano continuità fino in fondazione, si può procedere semplicemente schematizzando come ‘Pareti di Controvento’ le porzioni effettivamente resistenti, e solo come ‘Pareti Portanti’ le parti non resistenti a taglio. Questa decisione ovviamente spetta al progettista, che deve individuare il

corretto schema resistente: lo strumento informatico può aiutare nella comprensione del comportamento strutturale, dando la possibilità di effettuare più tipi di schematizzazione. Nella fig. 68, sono evidenziati - nella pianta - il baricentro ed il centro delle rigidità. Si ricorda che quest'ultimo ha significato fisico solo nel caso di 'piano rigido'.



**Fig. 69.** Forze e Coefficienti secondo il Metodo Por allo Stato Limite Ultimo.

Nel semplice schema di fig. 69 sono riassunte le caratteristiche fondamentali della resistenza antisismica dell'edificio: a sinistra, le forze sismiche (di piano e taglianti); a destra, le forze reattive che l'organismo resistente è in grado di sviluppare. Al centro, l'impalcato in rosso o verde a seconda che sia verificato o meno, con il coefficiente di sicurezza dato dal rapporto fra forza reattiva e forza sismica. Sopra all'impalcato, il peso sismico di piano e globale fino al piano. In basso, a destra, l'indicazione del piano e della direzione sismica cui corrisponde il minimo coefficiente di sicurezza, identificabile come coefficiente di sicurezza dell'edificio analizzato. In un primo calcolo, tutti i piani sono stati qualificati come rigidi e si è scelto il metodo Por.

## A.8. Esempi di Studio e Progettazione con “PC.M”

Per il fabbricato in esame, il coefficiente di sicurezza secondo il Metodo Por è pari a 0.309, il che significa che l'edificio è in grado di incassare solo il 31% della forza sismica prevista dalla Normativa. Tale valore si verifica al piano terreno (è questo il livello spesso più sollecitato), per sisma in direzione X, ed in corrispondenza della Combinazione di Carico (2) ovvero in assenza dei carichi accidentali (minimo carico verticale).

Rivedendo il risultato in termini di coefficiente sismico 'C', il 'C' che l'edificio può sostenere è pari - essendo esso posto in zona sismica di IIa categoria, con  $S=9$  - a  $0.309 \times 0.07 = 0.022$  (questo è il risultato che compare nel Rapporto di Elaborazione prodotto da PC.M; si ricorda infatti che a partire dall'emanazione della Legge 61/98 è stata introdotta la modalità di rappresentazione dei risultati in termini di coefficienti sismici; ovviamente si tratta di modi diversi di rivedere il medesimo risultato).

In una seconda istanza, si conduce il calcolo a piani rigidi con il metodo PorFlex, giungendo ad un coefficiente di sicurezza pari a 0.264 (al posto del 0.309 del Por), che corrisponde a  $C=0.019$  (al posto di  $C=0.021$  del Por), con una diminuzione del 15%; il risultato cambia in termini di piano di minore resistenza: è il piano 3, per sisma in direzione Y e Combinazione di Carico (2).

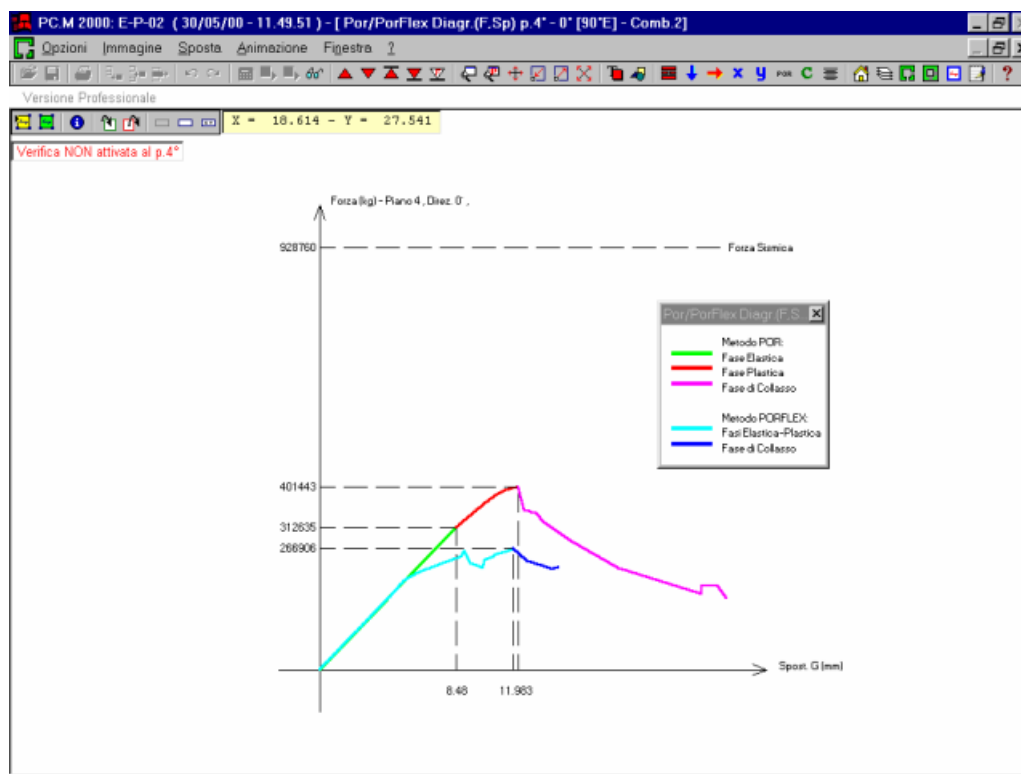


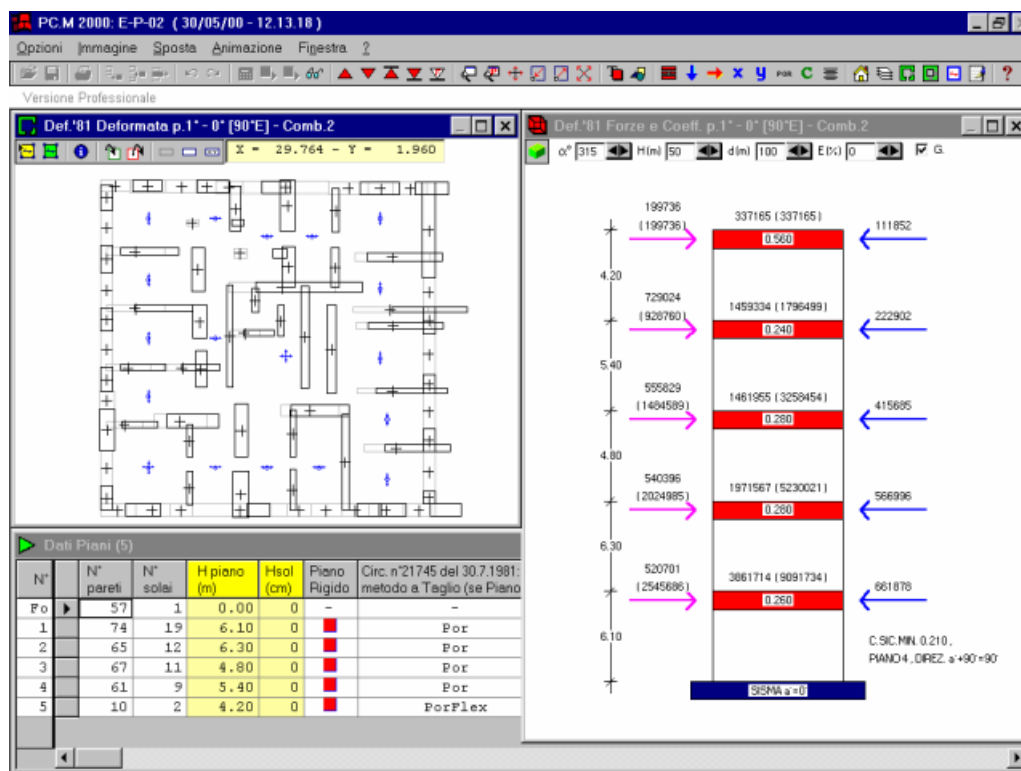
Fig. 70. Diagramma Forza-Spostamento: confronto fra i metodi Por e PorFlex.

Il diagramma Forza-Spostamento, che traduce graficamente il calcolo Por o PorFlex (per ogni passo del calcolo, alla forza reattiva dell'organismo resistente corrisponde uno spostamento del baricentro) fornisce utili informazioni. Il PorFlex, introducendo la possibilità di crisi a flessione oltreché a taglio, procedere riverificando a flessione ogni elemento ad ogni passo: pertanto, alcuni elementi possono andare in crisi prima di avere attinto la massima resistenza a taglio.

In generale, dunque, il diagramma PorFlex è al di sotto del Por, e ciò indica una forza ultima minore, ossia una minor resistenza dell'edificio. Nel caso in esame la diminuzione di resistenza denunciata dal PorFlex è pari al 15%, ma talvolta conducendo il solo calcolo Por si può anche sovrastimare la resistenza dell'edificio fino al 50-60% ed oltre. Nel caso di pareti tozze, per le quali evidentemente il comportamento a taglio è prevalente, i due metodi tendono a risultati simili o coincidenti.

Ovviamente, studiare un progetto di consolidamento con il PorFlex è più oneroso, perché si ottengono valori più bassi dei coefficienti di sicurezza: ma è anche vero che spesso ciò è più vicino alla situazione reale dell'edificio. Ancora una volta si deve riaffermare che il Por NON è un metodo inaffidabile, purché sia applicato coerentemente con la reale configurazione statica dell'edificio. Quando è necessario, occorre considerare anche la resistenza flessionale (e quindi passare al PorFlex), oppure, se ad esempio i solai non possono garantire la ripartizione delle forze sismiche in base alle rigidezze perché sono troppo deformabili nel proprio piano, bisogna spostare l'attenzione sui metodi di verifica locali (tutti presenti in PC.M) magari effettuando la ripartizione dei carichi non in base alle rigidezze ma in base alle aree di carico gravante sulle pareti, senza collaborazione tra loro.

## A.8. Esempi di Studio e Progettazione con “PC.M”



**Fig. 71.** Analisi globale a Taglio con Solai Deformabili.

In un'ultima istanza, si è adottata l'ipotesi di piani deformabili a tutti i livelli, e si è eseguito nuovamente il calcolo. In fig. 71, l'analisi a Solai Deformabili mostra un peggioramento rispetto ai metodi tipo Por.

Il coefficiente di sicurezza è stavolta pari a 0.210 ( $C=0.0147$ ), con una diminuzione del 32% rispetto al Por e del 20% rispetto al PorFlex. Evidentemente, le disomogeneità strutturali presenti nell'edificio fanno sì che alcune pareti meno resistenti abbassino di fatto la capacità reattiva dell'intero organismo murario, non potendo contare su alcun aiuto da parte delle altre pareti di controvento.

Affrontando realisticamente l'assetto statico del fabbricato, possiamo ipotizzare che la rigidezza degli impalcati abbia valore finito, cioè che non sia nulla né infinita: i risultati delle verifiche estreme (Metodo a Solai Deformabili per rigidezza nulla; Metodi tipo Por per rigidezza infinita) possono essere 'mediati' per cercare di individuare coefficienti di sicurezza più attendibili; e comunque, volendo definire un 'campo di variazione' del coefficiente di sicurezza (la cosiddetta



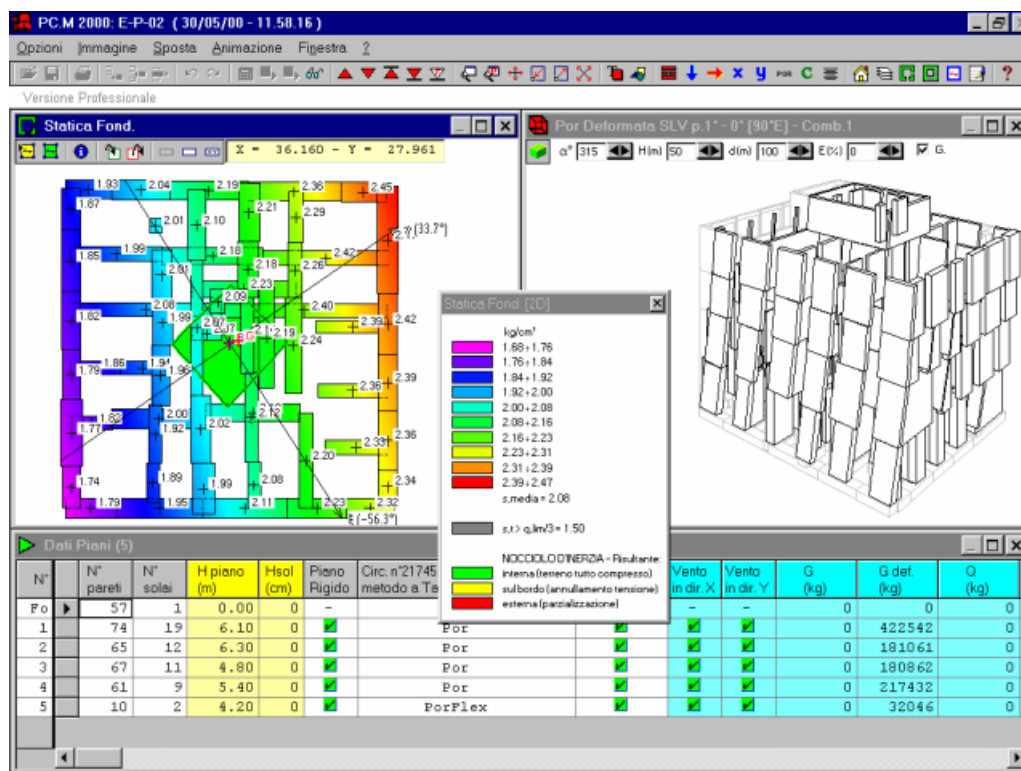
‘forbice’) possiamo riferirci all’intervallo  $0.210 \div 0.286$ , essendo 0.286 il valore medio fra Por e PorFlex (rappresentativo dell’ipotesi di piani rigidi).

A parte il caso in esame, in generale non è detto a priori che l’infinita rigidezza dei solai conduca sempre a una migliore risposta: nei casi di forti eccentricità fra baricentro e centro delle rigidezze, gli effetti torsionali possono svolgere un ruolo penalizzante e quindi, magari, abbassare il coefficiente di sicurezza rispetto all’ipotesi di solai deformabili. Per questo occorre attenzione nell’irrigidire eccessivamente le strutture, soprattutto quando ciò comporti una variazione tipologica rispetto alla ‘storia’ dell’edificio.

Sostituire un solaio in legno con uno in laterizio armato, in altre parole, non è necessariamente la migliore soluzione: si potrebbe infatti alterare il comportamento strutturale dell’edificio, con introduzione di stati di sollecitazione ‘sconosciuti’ alla sua storia e pertanto pericolosi perché ignoti negli effetti reali.

Un edificio monumentale, d’altra parte, ha vita secolare e quindi ha affrontato probabilmente anche eventi sismici di un certo rilievo: l’integrità attuale di molti di questi edifici costituisce la migliore dimostrazione che le tecniche d’intervento con materiali ‘moderni’ (ad esempio, il c.a. in un organismo murario) non sono da ritenersi a priori le più indicate: anzitutto, occorre rispettare la natura dell’edificio oggetto d’intervento.

## A.8. Esempi di Studio e Progettazione con “PC.M”



**Fig. 72.** Analisi Statica Fondazioni e Deformata Sismica secondo Metodo Por.

Altre informazioni immediate sul fabbricato in questione riguardano l'analisi delle fondazioni: la schematizzazione di un 'piano rigido' di fondazione può essere lecita ipotizzando che le strutture siano ben collegate tra loro. In realtà, al di sotto del piano terra esiste, nel Palazzo dei Giudici, un piano sottosuolo particolarmente interessante dal punto di vista strutturale, con numerosi archi di scarico. Per semplicità, nel modello si è trascurato tale piano, studiando l'edificio a partire dal piano terra. Le tensioni riportate in fig. 72 non sono quindi in realtà le tensioni sul terreno, ma potrebbero essere pensate come le tensioni prodotte dalla parte in elevazione su quella interrata. Le ipotetiche fondazioni sono pensate 'allargate' di 60 cm. (30 per parte) rispetto alla pianta sovrastante; in prima approssimazione, si potrebbe equiparare tale allargamento a quello che le murature interrate presentano rispetto alle pareti in elevazione. Valori di compressione compresi fra 1.68 e 2.47 sono valori piuttosto bassi e sono indici di una sostanziale 'stabilità' dell'edificio, anche se lo scarto tra massimo e minimo (0.79 kg/cmq) indica un certo effetto dovuto all'eccentricità del centro di pressione (punto di applicazione G della risultante dei carichi verticali, vd. fig. 72) rispetto al baricentro geometrico (indicato in figura con B); staticamente si individua così uno spigolo dell'edificio maggiormente sollecitato che teoricamente potrebbe

corrispondere a cedimenti differenziali, ipotesi comunque da convalidare con adeguate indagini sul terreno di fondazione.

Si può ipotizzare peraltro che questo edificio abbia fondazioni in buono stato; una relazione dell’Ingegnere capo dell’Ufficio del Genio Civile del 1926, riguardante indagini di stabilità del suolo per il Palazzo degli Uffici e fabbricati limitrofi (fra cui appunto il Palazzo dei Giudici), affermava che le fondazioni poggiano su un letto di ghiaia ben costipato, senza pericolo di movimenti di assestamento impegnativi per la sovrastruttura. Il valore adottato nello schema di PC.M per la capacità portante relativa a questo edificio (4.50 kg/cmq) è probabilmente sottostimato.

Con questo esempio abbiamo quindi visto come, incrociando le notizie storiche con altre moderne indagini e con i risultati dell’analisi strutturale, sia possibile studiare adeguatamente il comportamento statico e sismico di un edificio monumentale.

### **A.8.1.3. INTERVENTI DI RISTRUTTURAZIONE E RICOSTRUZIONE ANTISISMICA**

Nei paragrafi seguenti, si riportano alcuni progetti esecutivi, redatti con l’ausilio di PC.M, da professionisti operanti nelle Regioni Umbria e Marche nell’ambito della ristrutturazione e ricostruzione antisismica, a seguito del terremoto del 26 settembre 1997.

Per ogni fabbricato si analizzano i seguenti aspetti: storia e caratteristiche costruttive, diagnosi dei dissesti sismici, interventi di consolidamento, modellazione ed analisi strutturale con lo strumento informatico.

#### **A.8.1.3.1. INTERVENTO DI RIPARAZIONE E MIGLIORAMENTO**

Si ringrazia il progettista: Dott. Ing. Fabio Teodori, Gualdo Tadino (PG), che ha fornito la documentazione tecnica e grafica.

Si tratta di una struttura edificata intorno alla fine degli anni '50 costituita da tre piani fuori terra di altezza netta media di 2,90 ml, ed un sottotetto di altezza media pari a 1,60 ml che nel corso degli anni non ha subito variazioni sostanziali dal punto di vista strutturale, mantenendo inalterato lo schema strutturale di prima edificazione.



**Fig. 73.** *Fronte dell’edificio.*



**Fig. 74.** *Vista laterale.*



**Fig. 75.** *Assonometria.*

Strutturalmente l'edificio si compone di setti in pietra grossolanamente squadrata al piano terreno con spessore medio pari a 50 cm, fatta eccezione per i due setti posti in corrispondenza del vano scala, che sono invece costituiti da blocchi di tufo dello spessore medio di 30 cm.

I piani primo e secondo sono invece costituiti interamente in tufo con spessore medio pari a 40 cm.

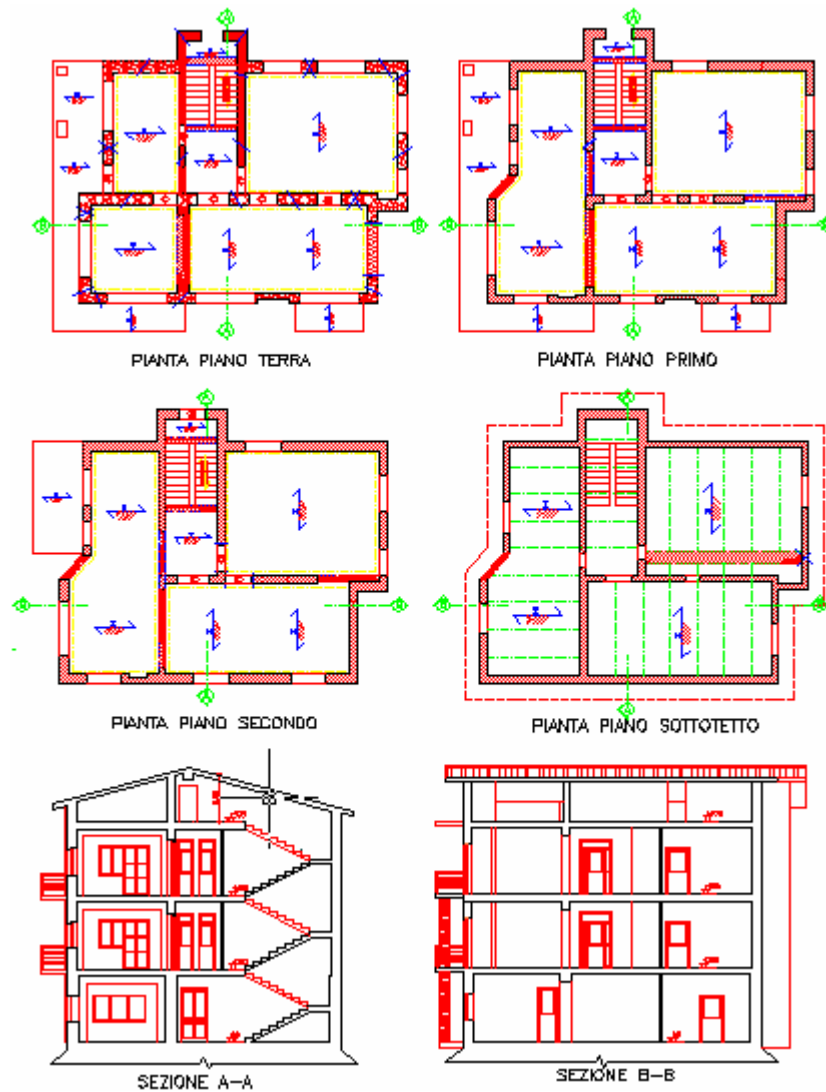
Per quanto concerne gli orizzontamenti, questi sono stati realizzati con travetti precompressi tipo varese e blocchi di laterizio, e comprendono le strutture a sbalzo delle terrazze dei due piani intermedi.

Anche la copertura è costituita dai medesimi travetti posti ad interasse medio di 1,20 m e tavelloni, la cui configurazione è per una porzione, pari a circa il 70 %, di tipo spingente, priva di cordolo sommitale e di caldana armata di collegamento all'estradosso.

Contrariamente alla copertura, una serie di saggi condotti sulla struttura ha evidenziato la presenza di un cordolo perimetrale in corrispondenza dei due livelli intermedi, costituito da barre lisce del diametro non superiore ai 12 mm e staffe, poste ad interasse di 25 cm, di diametro 8 mm. I saggi eseguiti hanno evidenziato, soprattutto a livello del piano terreno, un cattivo stato di mantenimento della malta di calce che in alcune zone appare inconsistente.



**Fig. 76.** *Particolare della muratura.*



**Fig. 77.** *Rilievo architettonico e strutturale dello Stato di Fatto.*

Il quadro fessurativo determinato dall'evento sismico si concentra per il 90% in corrispondenza delle pareti del piano terreno.

Ciò viene giustificato sia dallo scarso grado di mantenimento del legante costituente la muratura (emerso, come detto, dai saggi effettuati), sia dalla presenza di aperture di notevoli dimensioni



poste per tutto il perimetro del piano medesimo, aperture senza elementi validi di collegamento, data la presenza diffusa di cassettoni per gli infissi e la mancanza di efficaci sotto-finestra.



**Fig. 78.** *Lesione vicina allo spigolo del fabbricato.*



**Fig. 79.** *Lesione in zona scale.*



**Fig. 80.** *Altra lesione vicino allo spigolo.*

Le lesioni risultano determinate prevalentemente dal comportamento a taglio; presentano infatti il tipico andamento diagonale ed interessano tutte le pareti del piano terra, sia perimetrali che di controvento.

E' probabile che siano inoltre intervenute deformazioni aggiuntive a carattere torsionale.

Un punto debole dell'edificio è il portico a sbalzo, posto sul lato ovest, di circa 2,15 ml, che seppur parte integrante degli orizzontamenti corrispondenti, conduce - in condizioni dinamiche - a vibrazioni particolarmente accentuate e tali da incrementare notevolmente le sollecitazioni sui setti di competenza; tale ipotesi è supportata dalle lesioni particolarmente ampie di tali setti al piano terra.

Da segnalare a livello dei piani superiori la mancata chiusura dell'allineamento centrale in corrispondenza della parete perimetrale posta sul lato ovest, nonché l'insufficiente rigidità dei setti posti in direzione trasversale (come si può constatare dalle piante del rilievo dello stato attuale).

Un'altra caratteristica strutturale che può aver inciso sulla mediocre risposta alle sollecitazioni sismiche è la configurazione della copertura, che - come già accennato - risulta priva di collegamenti e di cordolatura.

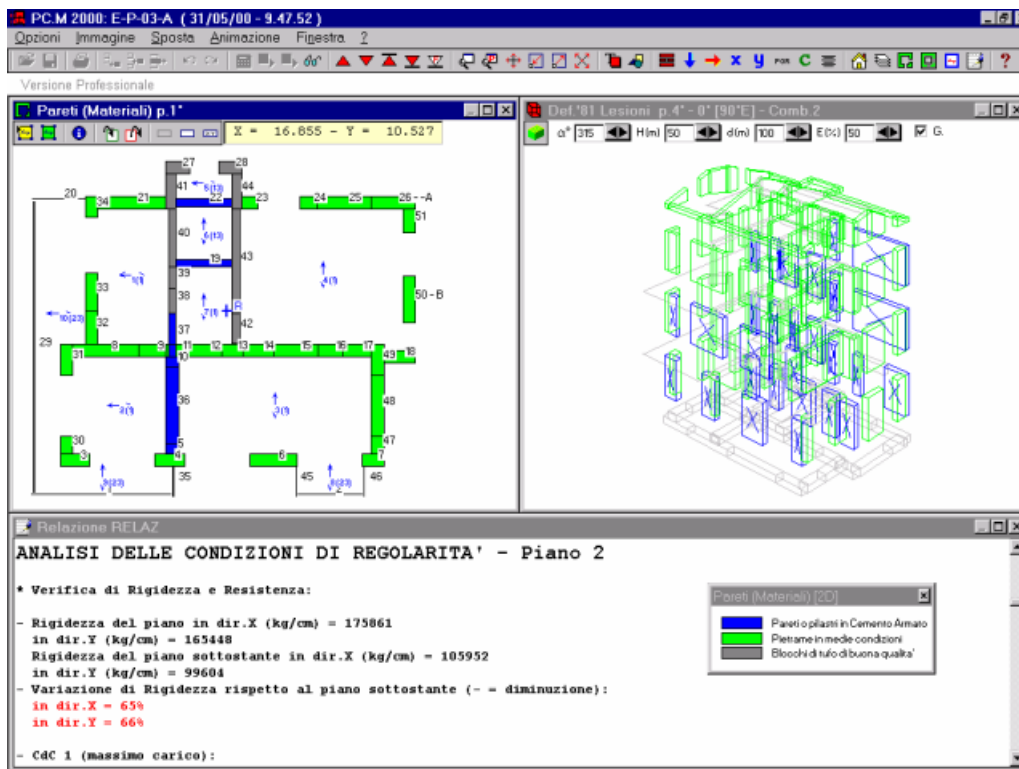
Dal punto di vista dell'analisi strutturale, devono essere considerati due stati di riferimento: lo stato pre-evento (detto anche Stato Attuale, intendendo comunque con ciò l'edificio nella sua

configurazione prima dell’evento sismico) e quello di progetto. Se la schematizzazione dell’edificio è correttamente effettuata, il modello allo stato pre-evento deve condurre a valutazioni in accordo con il comportamento mostrato dall’edificio a seguito del sisma. L’uso di PC.M può consentire, attraverso la modulazione dei vari parametri di calcolo, la corretta modellazione del fabbricato.

Alcune caratteristiche del modello allo Stato Attuale sono le seguenti:

- piani deformabili;
- fondazioni di tipo nastriforme su piano rigido, con capacità portante del terreno pari a 6.6 kg/cmq;
- analisi sismica secondo Circolare n°21745 del 30.7.1981, considerando le masse di piano complete, cioè trasferendo all’orizzontamento soprastante la totalità del peso proprio delle murature di piano: tale scelta opera a favore di sicurezza ed è coerente con la modellazione di edifici non sufficientemente ‘legati’ al loro interno; qualora infatti esistano solai ben collegati alle pareti e pareti ben ammassate tra loro, può essere adottato anche lo schema a ‘fasce medie’ con conseguente abbassamento della quota delle masse sismiche e quindi forze inferiori (una tale ipotesi verrà adottata allo Stato di Progetto);
- coefficiente di fondazione:  $\varepsilon = 1.30$ ;
- le caratteristiche fisico-meccaniche dei materiali sono state calibrate utilizzando i dati ottenuti dai saggi;
- pareti a geometria variabile per il piano sottotetto al fine di modellare efficacemente le falde di copertura (pendenza 30%);
- gli sbalzi sono modellati utilizzando opportune travi “fittizie”;
- sono stati definiti 2 “setti” (strisce da cielo a terra) per la verifica a ribaltamento e per azioni di pressoflessione ortogonale;
- distribuzione di carichi derivanti dalla copertura in aggetto di tipo aggiuntivo sulle pareti del piano sottostante e definizione - in corrispondenza dei “setti” - della spinta prodotta dalla copertura stessa;
- carichi agenti sui solai (di tipo monodirezionale):  
terrazzo: permanente  $G=350$  kg/mq, accidentale  $Q=400$ , coefficiente di riduzione:  $s=0.33$ ;  
scale:  $G=400$ ,  $Q=400$ ,  $s=1.00$ ;  
solaio in latero-cemento:  $G=492$ ,  $Q=200$ ,  $s=0.33$ ;  
copertura:  $G=320$ ;  $Q=180$ ;  $s=0.33$ .

## A.8. Esempi di Studio e Progettazione con "PC.M"



**Fig. 81.** Stato Attuale. Pianta pareti piano terreno; Quadro fessurativo previsto dal metodo a Solai Deformabili per sisma agente lungo X; Analisi delle Condizioni di Regolarità con verifica di Rigidezza e di Resistenza.

I coefficienti di sicurezza allo Stato Attuale sono riassunti nel Rapporto di Elaborazione prodotto da PC.M:

**.. Rapporto di Elaborazione (Edificio E-P-03-A: Stato Attuale)**

**ANALISI STATICA - Dim.Sempl.: Verifica non eseguita - Analisi Strutturale estesa: Verifica NON Soddisfatta**

☒ Tensioni medie di Compressione

☒ Verifiche in Fondazione

☒ Verifiche a Ribaltamento

Verifiche secondo D.M. 20.11.1987:

☐ Dimensionamento Semplificato

☐ Verifica a Compressione (Carichi Verticali)

☐ Verifica PressoFlessione (Forze Orizzontali)

☐ Verifica a Taglio (Forze Orizzontali)

**ANALISI SISMICA - Dim.Sempl.: Verifica NON Soddisfatta - Analisi Strutturale estesa: Verifica NON Soddisfatta**

$C_0 = C_{\text{minimo}}$ . Verifica complessiva Soddisfatta se:  $C_0 \geq (C_{\text{Sic}} \cdot C_{\text{rif}})$

Per le singole verifiche: Coefficienti sismici assoluti. Singola Verifica Soddisfatta se:  $C \geq (C_{\text{Sic}} \cdot C_{\text{rif}})$

**$C_{\text{rif}} = 0.070$  - Coeff.Sic.= 0.650**

**$C_0 = 0.014 = 0.204 \cdot C_{\text{rif}} < 0.650 \cdot C_{\text{rif}} = 0.046$**

☒ Dimensionamento Semplificato (D.M. 16.1.1996)

☒ Verifiche in Fondazione

Modalità Coefficienti di Sicurezza (1 / 5)

Sismica: Attuazione Legge 61/98

OK

**(segue Analisi Sismica)**

**Verifica di Resistenza alle Azioni Ortogonali:**

**0.059** Verifiche a Ribaltamento

☐ D.M. 20.11.1987: Verifica a PressoFlessione

**0.215** Circ. n°21745 del 30.7.1981: Verifica a PressoFlessione

**Verifica di Resistenza alle Azioni nel Piano:**

**- Piani Rigidi:**

☐ D.M. 20.11.1987: Verifica a Taglio

☐ Verifica a PressoFlessione

☐ Circ. n°21745 del 30.7.1981: Verifica a Taglio: Metodo Por

☐ Verifica a Taglio: Metodo PorFlex

☐ Verifica a PressoFlessione

**- Piani Deformabili:**

☐ D.M. 20.11.1987: Verifica a Taglio

☐ Verifica a PressoFlessione

**0.014** Circ. n°21745 del 30.7.1981: Verifica a Taglio

☐ Verifica a PressoFlessione

☐ - Metodo VeT (Verifica a Taglio semplificata per Piani Rigidi)

**Analisi Sismica MURATURA ARMATA:**

☐ Verifica a Taglio ☐ Verifica a PressoFlessione

**Fig. 82.** Stato Attuale. Rapporto di Elaborazione con coefficienti di sicurezza.

Il meccanismo di collasso globale a taglio, analizzato con il metodo a Solai Deformabili (che diversamente dal Por e PorFlex, ripartisce la forza sismica in base alle aree di carico gravanti sulle pareti, che reagiscono senza collaborazione reciproca), conduce a un coefficiente 'C' pari a 0.014. Rispetto al valore di riferimento ( $C=0.65 \cdot 0.07 = 0.0455$ , ricordando che 0.65 è il grado di sicurezza rispetto all'adeguamento previsto per gli interventi di ricostruzione in Umbria; un altro qualsiasi progetto di adeguamento verrebbe eseguito con grado di sicurezza pari a 1.00 e quindi il C di confronto, per una zona sismica di IIa categoria, sarebbe direttamente 0.07), il risultato corrisponde al 31% della resistenza richiesta dalla Normativa (con terminologia più consueta, significherebbe un coefficiente di sicurezza pari a 0.31, minore di 1.00, essendo 1.00 il valore minimo da raggiungere perché l'edificio sia "adeguato" al sisma previsto dalla Normativa). Vi è quindi effettivamente una debolezza intrinseca dell'edificio; e il quadro fessurativo (riportato, per la direzione sismica X, in fig. 81) dimostra la particolare vulnerabilità del piano terreno (=piano 1 di calcolo), sostanzialmente in accordo con le lesioni effettivamente verificatesi.

## A.8. Esempi di Studio e Progettazione con “PC.M”

Che vi sia un'organizzazione strutturale insufficiente lo dimostra anche lo scarto di rigidezza nel passaggio dal piano terreno (piano 1) al piano primo (piano 2 di calcolo): come mostrato in fig. 81, si ha un incremento pari al 65% in direzione X e al 66% in direzione Y: tali valori sono ben più elevati rispetto al limite del 30% indicato nei decreti attuativi della Legge 61/98 tra i requisiti da identificare come gravi carenze strutturali.

Per questo edificio assumono invece minore importanza le verifiche locali in direzione ortogonale al piano medio della parete: sia la verifica a ribaltamento rigido ( $C=0.059$ , ossia coefficiente di sicurezza pari a 1.30), sia la verifica a pressoflessione ortogonale ( $C=0.215$ , ossia coefficiente di sicurezza pari a 4.73) mostrano buoni risultati.

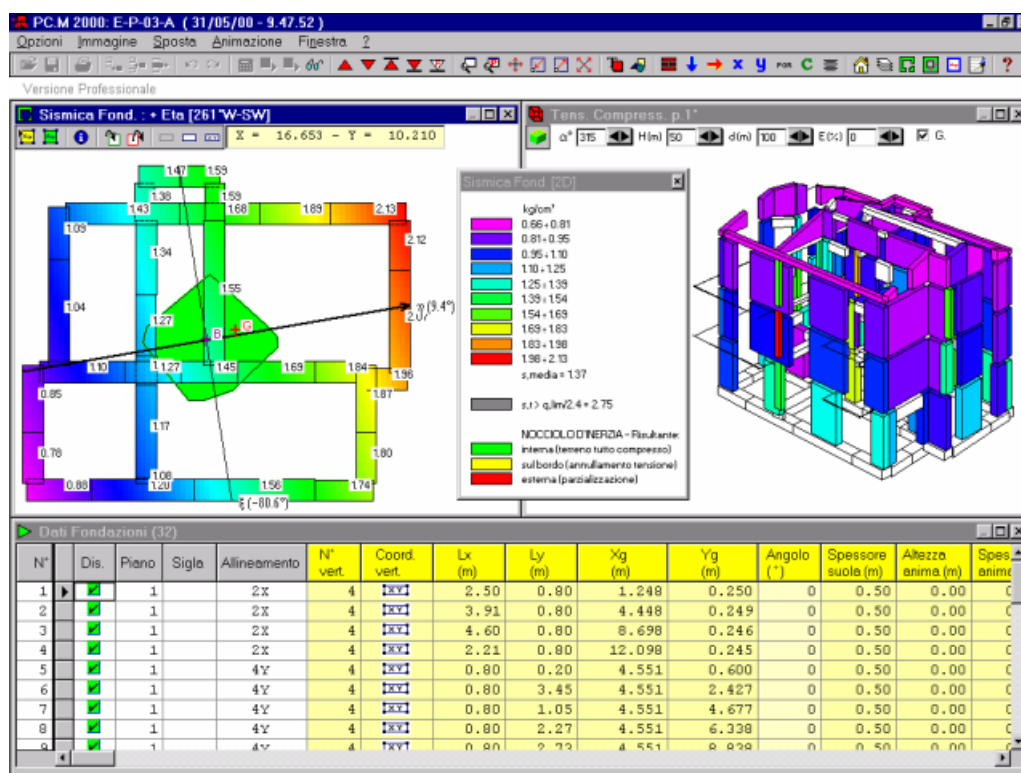


Fig. 83. Analisi Sismica in Fondazione; Tensioni di Compressione statiche nelle pareti.

Si osservi che non è stato analizzato il meccanismo di pressoflessione complanare (è stato escluso utilizzando le apposite opzioni dei Parametri di Calcolo presenti in PC.M): tale scelta dipende dalla constatazione di fatto che le lesioni sismiche sono decisamente del tipo a taglio e quindi è ipotizzabile a priori che tale meccanismo (che comporta fessurazioni orizzontali alla base e in sommità dei maschi murari, in questo fabbricato appunto non rilevate) non sia stato attivato

dall’evento sismico. Evidentemente, la schematizzazione di un edificio realmente ‘collaudato’ dal terremoto può usufruire della conoscenza di come l’edificio si è comportato per la comprensione dei possibili meccanismi di collasso attivabili da un evento sismico che investe l’edificio stesso.

Per quanto riguarda la tensione in fondazione, la fig. 83 mostra valori inferiori ai limiti ammissibili (massima tensione sismica pari a  $2.13 \text{ kg/cm}^2$ , inferiore a  $6.60/2.4 = 2.75 \text{ kg/cm}^2$ ; ricordiamo che il coefficiente 2.4 è ottenuto riducendo del 20% il coefficiente di sicurezza 3 previsto dalla normativa sulle fondazioni).

L’intervento progettuale parte dalle considerazioni fatte sulla carenze strutturali relative alla natura dei materiali, ovvero sull’eccessiva ampiezza delle aperture al piano terra, sull’inconsistenza della malta, sulla mancanza di setti irrigidenti in direzione trasversale e sulla presenza del portico a sbalzo lato ovest, e dalle informazioni fornite dall’analisi strutturale dello Stato di fatto.

Il miglioramento sismico dell’edificio prevede i seguenti interventi:

- 1) Applicazione di intonaco armato sulle due facce delle pareti del piano terra, intervento reso necessario dall’inconsistenza della malta e dalle lesioni fortemente diffuse. Tale intonaco verrà eseguito con rete elettrosaldata di diametro pari a 5 mm, e maglia 10x10, collegate da staffe  $\phi 8$  per un numero non inferiore a 6/mq.
- 2) Chiusura parziale e/o totale delle aperture del piano terra, con contemporanea formazione sia di architravature, attualmente assenti, e di sottofinestre in muratura di mattoni pieni o blocchi semipieni; tale architravature saranno eseguite anche ai piani primo e secondo.



**Fig. 84.** *Applicazione di intonaco armato.*





**Fig. 85.** *Chiusura di apertura e tamponamenti di sottofinestra.*



**Fig. 86.** *Tamponamenti e architravature ai piani superiori.*

- 3) Inserimento a tutti i livelli di un setto trasversale in blocchi di laterizio semipieno, in corrispondenza della zona tra il salone e la dispensa del piano terra, opportunamente ammortato alle pareti ad esso ortogonali.
- 4) Applicazione di intonaco armato sulla parete esterna ai piani primo, secondo e sottotetto. Tale scelta progettuale deriva dalla necessità di migliorare il collegamento strutturale ai vari piani al fine di ottenere un comportamento quanto più uniforme possibile, e di evitare l'aumento eccessivo di rigidità al piano terra rispetto ai piani soprastanti. Nel caso specifico si adotteranno staffe di ancoraggio di diametro 8 mm, poste in opera con inclinazione di circa 30° verso il basso, per un numero non inferiore a 8/mq.
- 5) Applicazione di nastri di fibra di carbonio di spessore pari a 1 mm ed altezza non inferiore a 20 cm, in corrispondenza del primo e secondo solaio, più precisamente immediatamente al disotto dell'intradosso del solaio, zona realmente soggetta alle maggiori azioni tangenziali; tale scelta deriva dalla presenza di cordoli comunque debolmente armati, ed ha la finalità di irrigidimento dell'impalcato, ottenendo una più efficace collaborazione tra le pareti.
- 6) Rifacimento dell'attuale copertura, che come si è già detto ha configurazione per il 60 % spingente e priva di cordolo, costituita da travetti tipo varese non collegati da una caldana armata

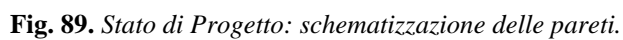
all'estradosso. La nuova copertura verrà realizzata interamente in acciaio, con l'ausilio di profili HEA 180 e HEA 160 posti ad interasse non superiore a 1,20 ml. Per impedire eventuali fenomeni di svergolamento laterale di detti profili, si provvederà al loro collegamento per mezzo di profili HEA 120, opportunamente bullonati alle travi principali con sei bulloni M12 classe 6.6. Il piano di posa del manto sarà eseguito con messa in opera di pannelli autoportanti di lamiera grecata coibentata e relativa caldana estradossale. Verrà inoltre realizzato un cordolo sommitale opportunamente ancorato alle sottostanti pareti per mezzo di perfori di 60 cm di lunghezza, con barre  $\phi$  16 mm, poste ad interasse non inferiore ai 70 cm

7) Verrà, inoltre, inserita una parete in corrispondenza dell'allineamento centrale dell'edificio, allineamento che attualmente non chiude con la parete ad esso ortogonale sul lato ovest.

8) Al fine di diminuire le suddette vibrazioni in corrispondenza del portico lato ovest, verranno gettati in opera numero tre pilastri di sezione 30x50, e travi di collegamento, opportunamente inserite nei travetti esistenti, di sezione utile 30x40. L'armatura dei pilastri sarà costituita da 6 barre  $\phi$  16 e staffe  $\phi$  8, mentre le dette travi verranno eseguite con 3+3 barre  $\phi$  16 e staffe  $\phi$  8. Si è poi resa necessaria la realizzazione di un allargamento fondale a collegamento delle nuove strutture in c.a.



**Fig. 87.** *Nuovo portico in c.a.*



Alcune caratteristiche del modello allo Stato di Progetto sono le seguenti:

- piani rigidi, con applicazione del metodo Por per l'analisi globale a taglio;
- allargamento delle fondazioni;
- analisi sismica secondo Circolare n°21745 del 30.7.1981, considerando le masse di piano per fasce medie;
- ridefinizione dei materiali costituenti le pareti, corrispondenti alle specifiche di intervento (come ad esempio l'intonaco armato);
- inserimento del nuovo telaio in c.a. sostenente il loggiato; in accordo con la Normativa sismica, il contributo alla resistenza ad azioni orizzontali offerto dagli elementi in c.a. è stato trascurato (l'azione sismica viene integralmente affidata alle murature di controvento);
- introduzione di nuove pareti (forati doppio UNI), con elevazione sino all'ultimo livello;
- modellazione di nuovi elementi trave e striscia in muratura o c.a. con funzione di architrave;

**Rapporto di Elaborazione (Edificio E-P-03-P: Stato di Progetto)**

**ANALISI STATICA - Dim.Sempl.: Verifica non eseguita - Analisi Strutturale estesa: Verifica NON Soddisfatta**

☒ Tensioni medie di Compressione

☒ Verifiche in Fondazione

☒ Verifiche a Ribaltamento

Verifiche secondo D.M. 20.11.1987:

☐ Dimensionamento Semplificato

☐ Verifica a Compressione (Carichi Verticali)

☐ Verifica PressoFlessione (Forze Orizzontali)

☐ Verifica a Taglio (Forze Orizzontali)

**ANALISI SISMICA - Dim.Sempl.: Verifica Soddisfatta - Analisi Strutturale estesa: Verifica Soddisfatta**

C,fin = C,minimo. Verifica complessiva Soddisfatta se: C,fin >=(C,Sic\*C,rif) e C,fin > C,0

Per le singole verifiche: Coefficienti sismici assoluti. Singola Verifica Soddisfatta se: C >=(C,Sic\*C,rif)

**C,rif = 0.070 - Coeff.Sic.= 0.650 - C,0 = 0.014**

**C,fin = 0.055 = 0.780 C,rif > 0.650 C,rif = 0.046**

**C,fin = 0.055 > C,0 = 0.014**

☒ Dimensionamento Semplificato (D.M. 16.1.1996)

☒ Verifiche in Fondazione

Modalità Coefficienti di Sicurezza (1 / 5)

Sismica: Attuazione Legge 61/98

OK

**(segue Analisi Sismica)**

**Verifica di Resistenza alle Azioni Ortogonali:**

**Verifiche a Ribaltamento**

☐ D.M. 20.11.1987: Verifica a PressoFlessione

**0.223** Circ. n°21745 del 30.7.1981: Verifica a PressoFlessione

**Verifica di Resistenza alle Azioni nel Piano:**

**- Piani Rigidi:**

☐ D.M. 20.11.1987: Verifica a Taglio

☐ Verifica a PressoFlessione

**0.055** Circ. n°21745 del 30.7.1981: Verifica a Taglio: Metodo Por

☐ Verifica a Taglio: Metodo PorFlex

☐ Verifica a PressoFlessione

**- Piani Deformabili:**

☐ D.M. 20.11.1987: Verifica a Taglio

☐ Verifica a PressoFlessione

☐ Circ. n°21745 del 30.7.1981: Verifica a Taglio

☐ Verifica a PressoFlessione

☐ - Metodo VeT (Verifica a Taglio semplificata per Piani Rigidi)

**Analisi Sismica MURATURA ARMATA:**

☐ Verifica a Taglio ☐ Verifica a PressoFlessione

Fig. 90. Stato di Progetto: Rapporto di Elaborazione.

## A.8. Esempi di Studio e Progettazione con “PC.M”

- i “setti” costituenti una striscia continua in elevazione da verificarsi per azioni ortogonali al loro piano medio presentano ora in sommità la presenza di un tiro efficace (determinato dall'intervento sulla copertura).

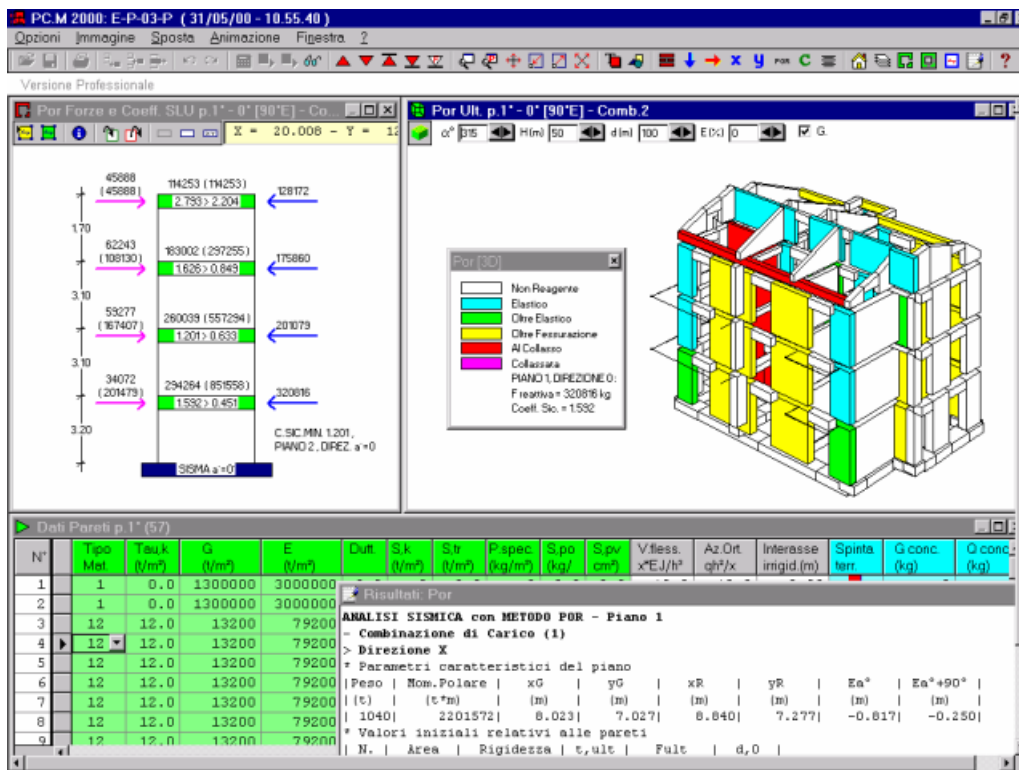


Fig. 91. Risultati dell'analisi globale a Taglio condotta con il Metodo Por

## A.8. Esempi di Studio e Progettazione con “PC.M”

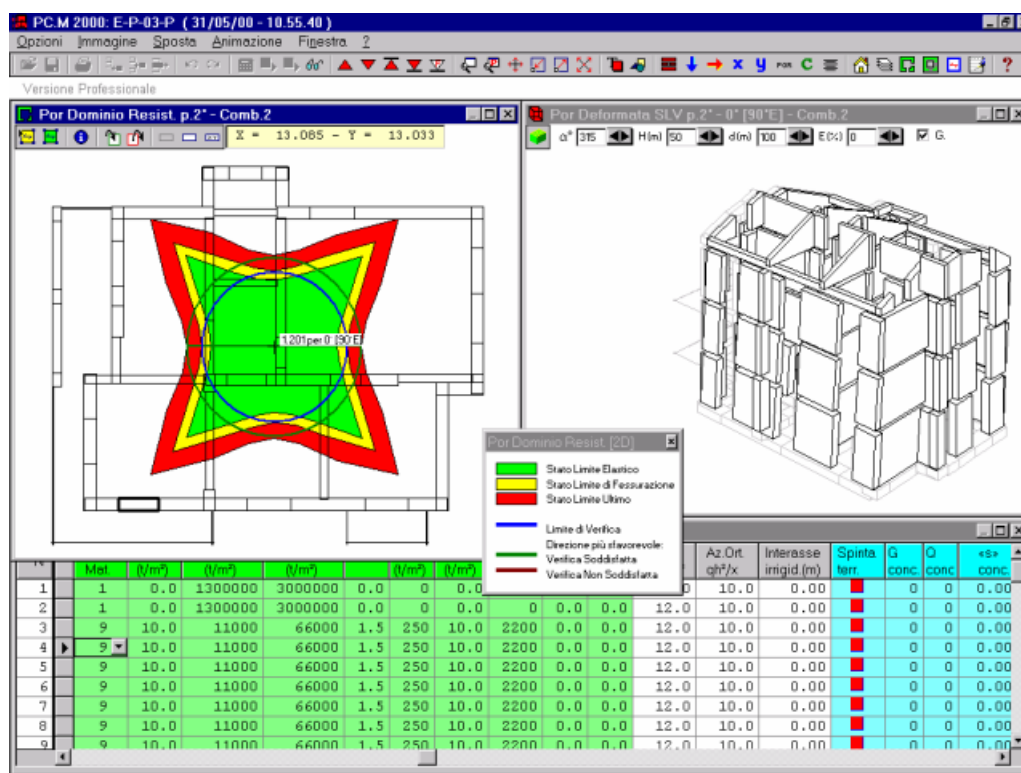
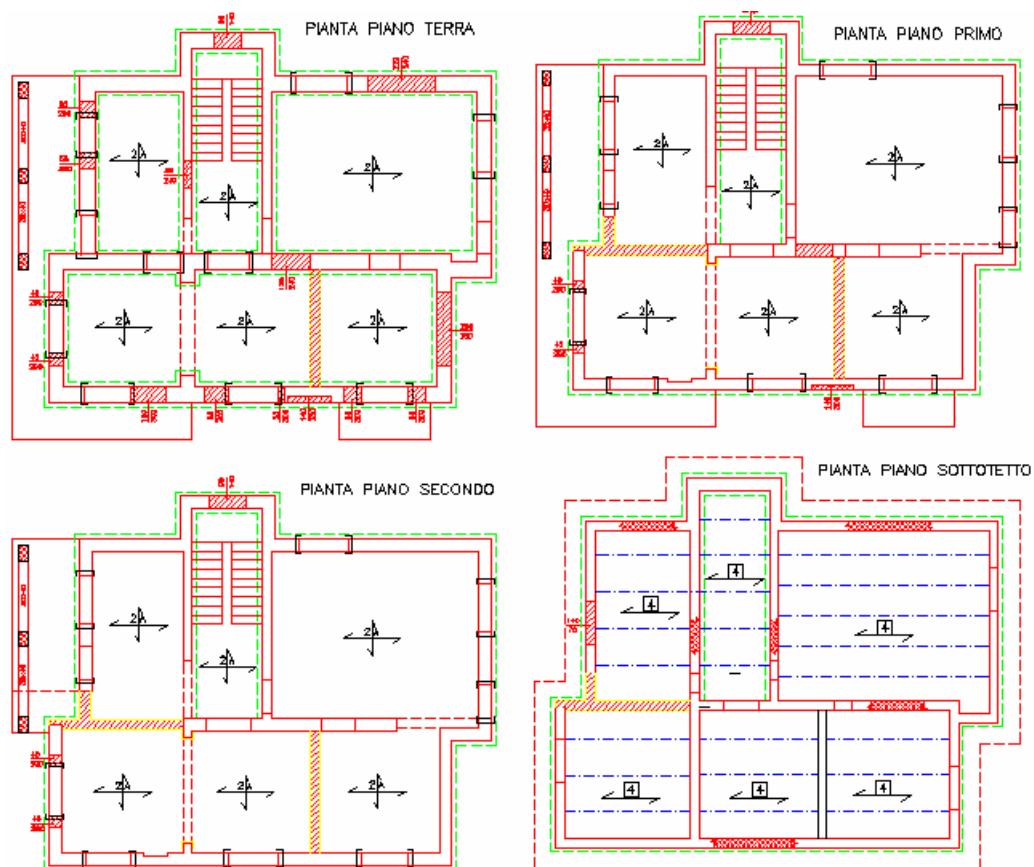


Fig. 92. Post-elaborazioni dell'analisi sismica: Dominio di Resistenza e Deformazione.

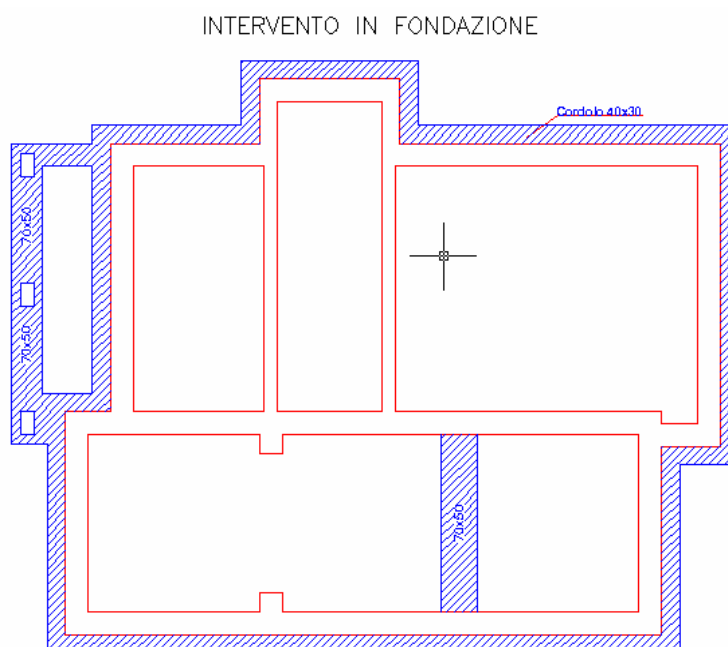
#### A.8. Esempi di Studio e Progettazione con “PC.M”

---



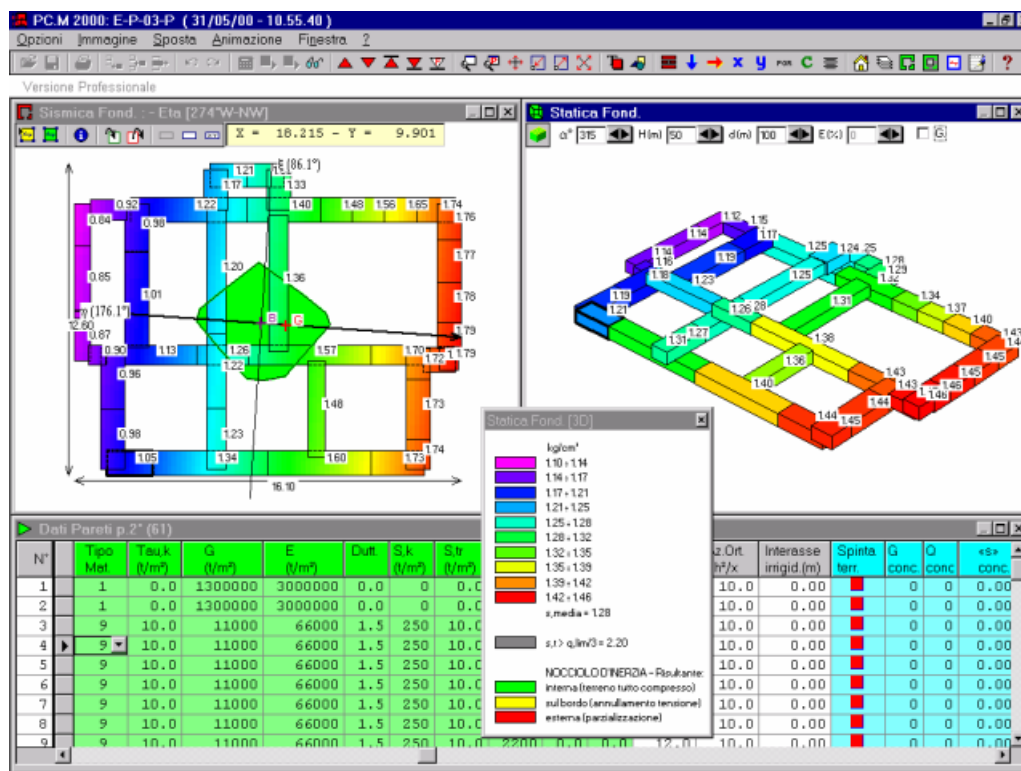
**Fig. 93.** Piante dei piani, con indicazioni degli interventi strutturali.





**Fig. 94.** *Intervento di allargamento delle fondazioni.*

## A.8. Esempi di Studio e Progettazione con “PC.M”



**Fig. 95.** Comportamento statico e sismico delle fondazioni allo Stato di Progetto.

Come evidenziato in fig. 95, l'intervento in fondazione conduce a una rotazione oraria degli assi principali di  $13^{\circ},3$ , ed a una diminuzione della tensione sismica massima, che risulta pari a  $1.79 \text{ kg/cm}^2$ . Dal punto di vista statico (vedi grafico nella finestra 3D della fig. 95), la tensione massima è pari a  $1.46 \text{ kg/cm}^2$ .

#### A.8.1.3.2. INTERVENTO DI RIPARAZIONE E ADEGUAMENTO

Si ringrazia lo Studio Tecnico 2M, ed il progettista: Geom. Mario Mischianti, Gualdo Tadino (PG), che ha fornito, con la collaborazione di Geom. Flavio Coccia, la documentazione tecnica e grafica.

L'edificio oggetto del presente intervento è ubicato nel Comune di Gualdo Tadino.

Il fabbricato, a seguito della crisi sismica iniziata il 26.9.1997, ha subito danni rilevanti sulla struttura portante di copertura, mentre danni di minor entità si riscontrano in altre parti della struttura.

L'edificio è stato edificato in tre riprese ed in tempi e materiali costruttivi diversi. Dal punto di vista funzionale e distributivo, è costituito da un piano terra adibito a magazzino, garage, cantina, W.C. e cucina, mentre al piano primo vi è l'abitazione composta di cucina, soggiorno, sala da pranzo, bagno e tre camere; al secondo piano c'è la soffitta allo stato grezzo.

Le caratteristiche strutturali fondamentali sono le seguenti:

Piano Terra: costruito in tempi diversi con muratura in pietrame e con muratura di tufo dello spessore cm 30; l'altezza d'interpiano è di circa 260 cm. con solaio sovrastante in laterocemento.

Un pilastro in mattoni pieni sostiene una travata di solaio.

Piano Primo: costruito in un solo periodo con muratura di tufo e con solaio sovrastante in laterocemento.

Piano Sottotetto: è costituito, come il piano sottostante, da muratura di tufo dello spessore di cm. 30 e da un muro centrale di spina per il sostegno del colmo della copertura a capanna. Il solaio di copertura risulta pertanto spingente sui muri perimetrali dove non c'è nessun cordolo di coronamento a porre contrasto.

Vano scala: posto sul lato sud, è costituito da setti portanti in blocchi di tufo mentre le rampe delle scale sono in c.a.

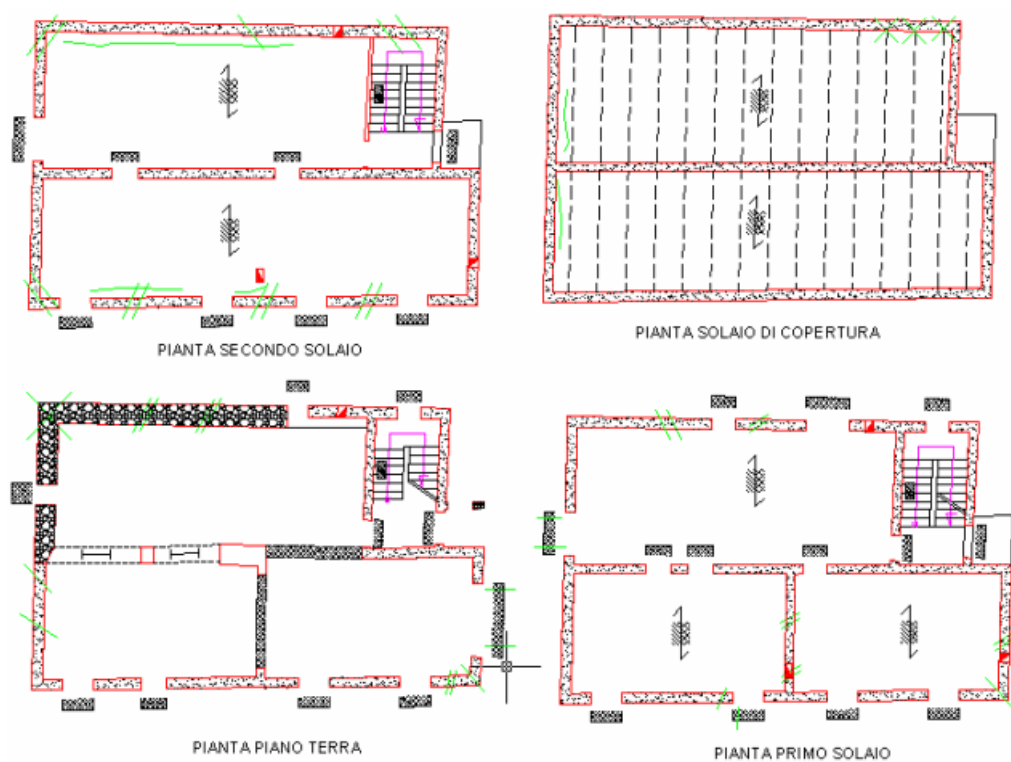


**Fig. 96.** *Prospetto frontale.*

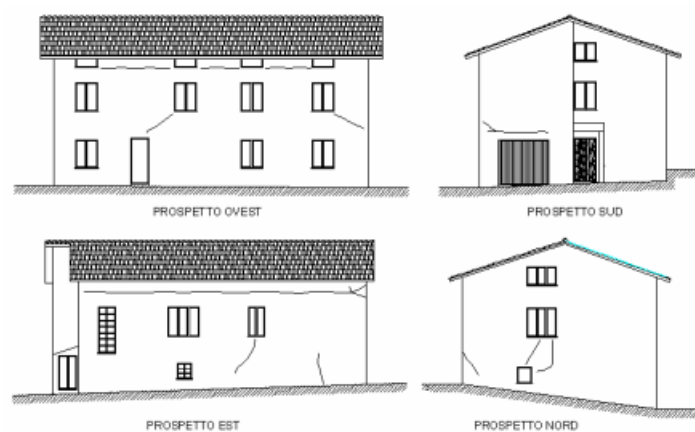


**Fig. 97.** *Prospetto laterale.*

I grafici del rilievo architettonico e strutturale ed il quadro fessurativo sono riportati nelle figg. 98, 99.



**Fig. 98.** Rilievo architettonico e strutturale.



**Fig. 99.** Quadro fessurativo a seguito dell'evento sismico.

#### A.8. Esempi di Studio e Progettazione con “PC.M”

---

Il danneggiamento riportato dalla struttura in oggetto si concentra principalmente sulla copertura, ove per la mancanza di cordoli di coronamento e per l'effetto spingente della stessa si sono lesionati i muri perimetrali.

Si evidenziano inoltre delle consistenti lesioni passanti, dovute alla cattiva resistenza dei blocchi di tufo nella muratura portante sulla parete sud dell'edificio e precisamente sopra la porta del garage; lesioni diagonali si presentano anche sugli altri fronti.

La modellazione dello Stato di fatto effettuata con PC.M mostra i diversi materiali (pietrame presente al piano terreno; blocchi di tufo altrove). Si sono considerate applicabili le ipotesi di rigidità degli impalcati nei confronti delle azioni orizzontali (pareti tra loro collaboranti con ripartizione delle azioni sismiche in base alle rigidezze), e di fondazioni su piano rigido (fondazioni tra loro collaboranti).

La copertura è stata modellata, per semplicità, a sommità piana.

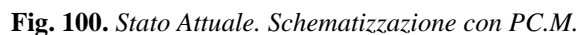
I solai sono monodirezionali in copertura, e prevalentemente bidirezionali ai piani inferiori; i carichi adottati sono i seguenti:

vano scale: permanente  $G=650$  kg/mq; accidentale  $Q=400$ ; coefficiente di riduzione  $s=1.00$ ;

solaio in latero-cemento:  $G=450$ ,  $Q=200$ ,  $s=0.33$ ;

copertura:  $G=350$ ;  $Q=150$ ;  $s=0.33$ .

L'analisi sismica è stata condotta ai fini di un effettivo adeguamento, e quindi il coefficiente sismico 'C' che l'edificio deve essere in grado di incassare è pari a 0.07. La Norma seguita è la Circ.n°21745 del 30.7.1981.

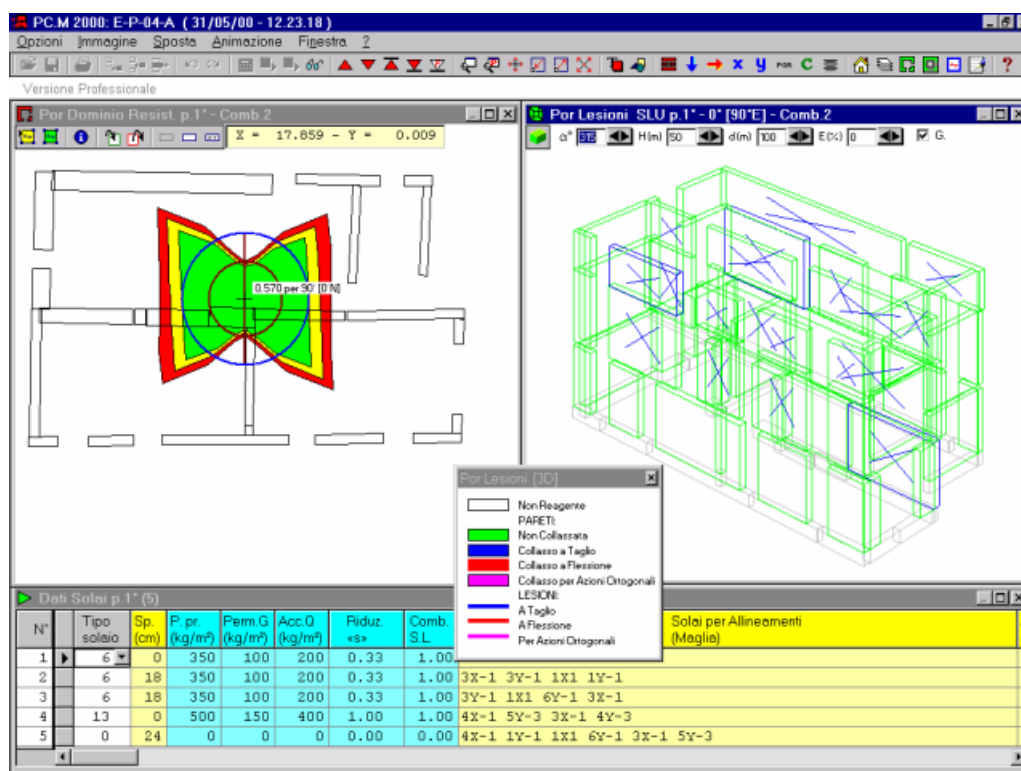


- Verifiche di Resistenza ad Azioni Ortogonali:
  - a) Verifica a Ribaltamento:  $C=0.009$  (coeff. sic. = 0.13)
  - b) Verifica a PressoFlessione:  $C=0.003$  (coeff. sic. = 0.04)
- Verifiche di Resistenza ad Azioni nel Piano:
  - a) Verifica a Taglio:  $C=0.040$  (coeff. sic. = 0.57)
  - b) Verifica a PressoFlessione Complanare:  $C=0.011$  (coeff. sic. = 0.04)

Comunque, risulta interessante il riscontro del quadro fessurativo ottenuto dall'elaborazione dei risultati dell'analisi: le lesioni corrispondono piuttosto fedelmente a quelle effettivamente

## A.8. Esempi di Studio e Progettazione con “PC.M”

rilevate; il piano sottotetto è sicuramente il più danneggiato e anche il fronte sud è interessato carenze strutturali.



**Fig. 101.** Dominio di Resistenza; Lesioni per sisma in direzione longitudinale (X).



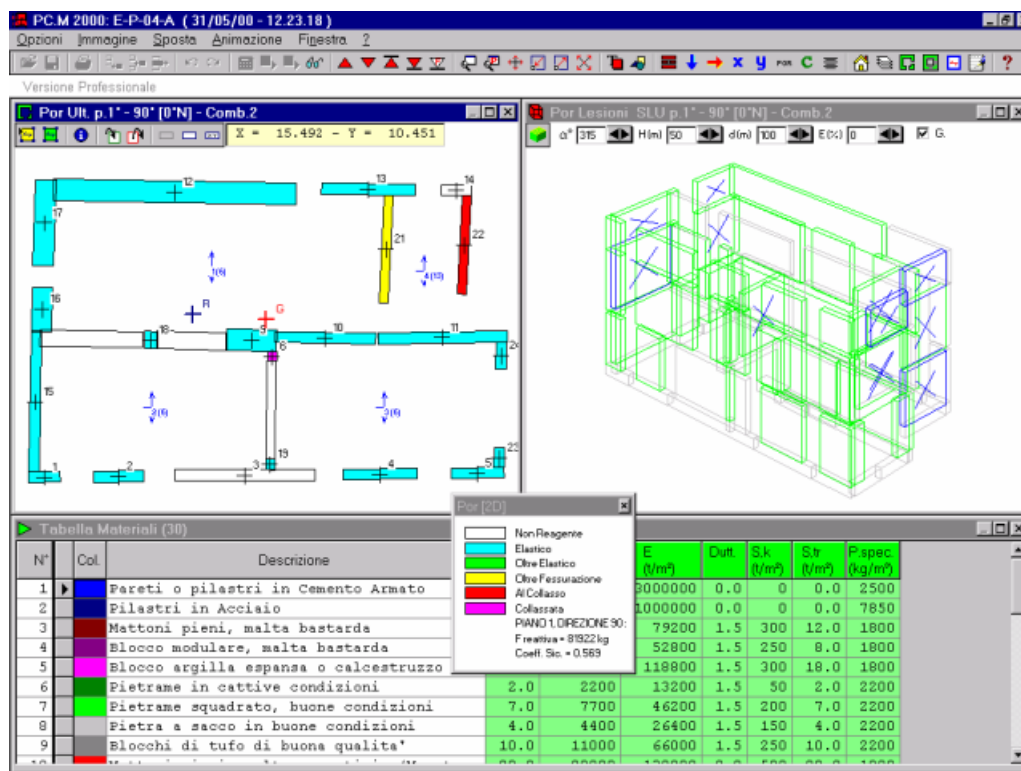


Fig. 102. Pianta Stato Limite Ultimo Por; Lesioni per sisma in direzione trasversale (Y).

Dalla fig. 102 si rileva la notevole eccentricità del centro delle rigidezze rispetto al baricentro. Essa non è dovuta ad effetti aggiuntivi (il rapporto tra lato maggiore e lato minore in pianta è inferiore a 2.5; diversamente, PC.M avrebbe automaticamente considerato l'effetto aggiuntivo torsionale), ma dipende integralmente dalla configurazione resistente della struttura. Si tratta di un'eccentricità che causa particolari problemi al sisma agente in direzione trasversale, mentre lungo X baricentro e centro delle rigidezze sono quasi allineati. I maschi murari ubicati sul lato sinistro sono evidentemente più rigidi rispetto alle pareti sul fronte opposto, e quindi spostano verso di sé il centro delle rigidezze.

La componente sismica dell'evento verificatosi il 26.9.1997 posta lungo Y potrebbe quindi aver eccitato vibrazioni torsionali dell'edificio. L'intervento dovrà mirare, nell'ambito dell'adeguamento da conseguire, ad un riavvicinamento tra baricentro e centro delle rigidezze. In casi di questo tipo, dunque, la bontà dell'intervento non è determinata solo dal coefficiente raggiunto allo Stato di Progetto (che dovrà certamente essere  $> 0.07$  in termini di 'C', o equivalentemente:  $> 1.00$ ), ma anche dagli altri aspetti dell'assetto statico finale conseguito. Un

## A.8. Esempi di Studio e Progettazione con "PC.M"

buon progetto di consolidamento dovrebbe sempre tendere ad un'ideale isoresistenza dell'edificio, nei confronti sia dei diversi meccanismi di collasso sia delle diverse direzioni dell'onda sismica.

L'intervento di riparazione ed adeguamento sismico previsto per questo edificio è articolato nei seguenti punti fondamentali:

- eliminazione delle spinte dalla copertura; a tal fine, è stato ribassato il solaio di copertura fino al solaio sottostante, ricostruito con travetti prefabbricati e pignatte e soletta armata e il tutto successivamente ancorato ad opportuni cordoli in c.a. cerchianti tutto il perimetro dell'edificio;
- realizzazione di intonaco armato su entrambi i lati, su alcune pareti del piano terreno;
- realizzazione di nuove pareti, con relativa fondazione, in muratura di laterizio con spessore cm 30.

In fig. 103 è riportata la modellazione dello Stato di Progetto.

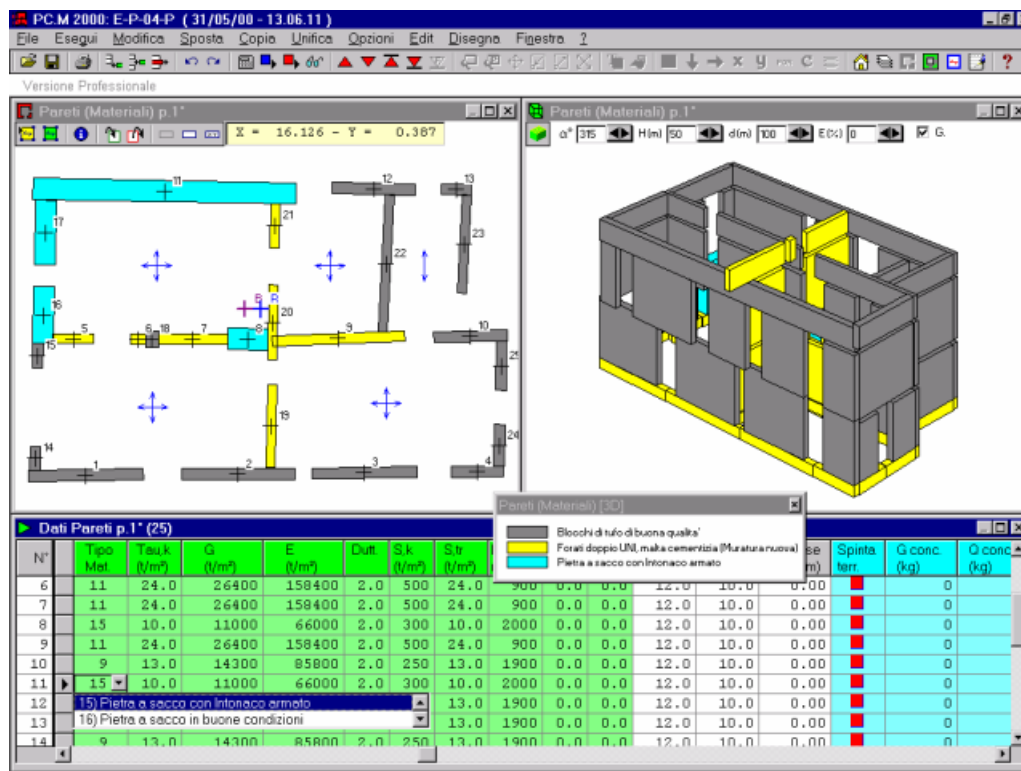


Fig. 103. Stato di Progetto. Schematizzazione con PC.M.

Il Rapporto di Elaborazione mostra i seguenti risultati:

- Verifiche di Resistenza ad Azioni Ortogonali:

a) Verifica a Ribaltamento:  $C=0.156$  (coeff. sic. = 2.23)

b) Verifica a PressoFlessione:  $C=0.182$  (coeff. sic. = 2.60)

- Verifiche di Resistenza ad Azioni nel Piano:

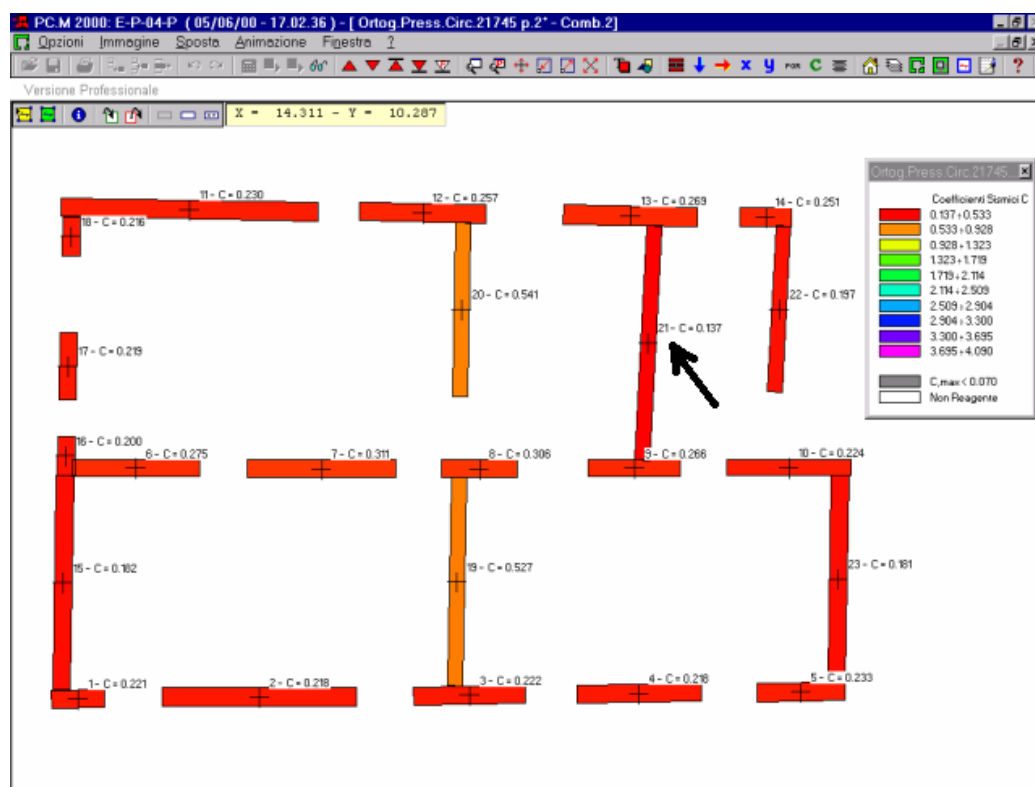
a) Verifica a Taglio:  $C=0.079$  (coeff. sic. = 1.13)

b) Verifica a PressoFlessione Complanare: non considerata, poiché si ritiene che gli interventi previsti, volti a ricollegare adeguatamente tutti gli elementi murari, possano evitare tale meccanismo di collasso.

I meccanismi di collasso analizzati mostrano coefficienti superiori a quanto richiesto dalla Normativa.

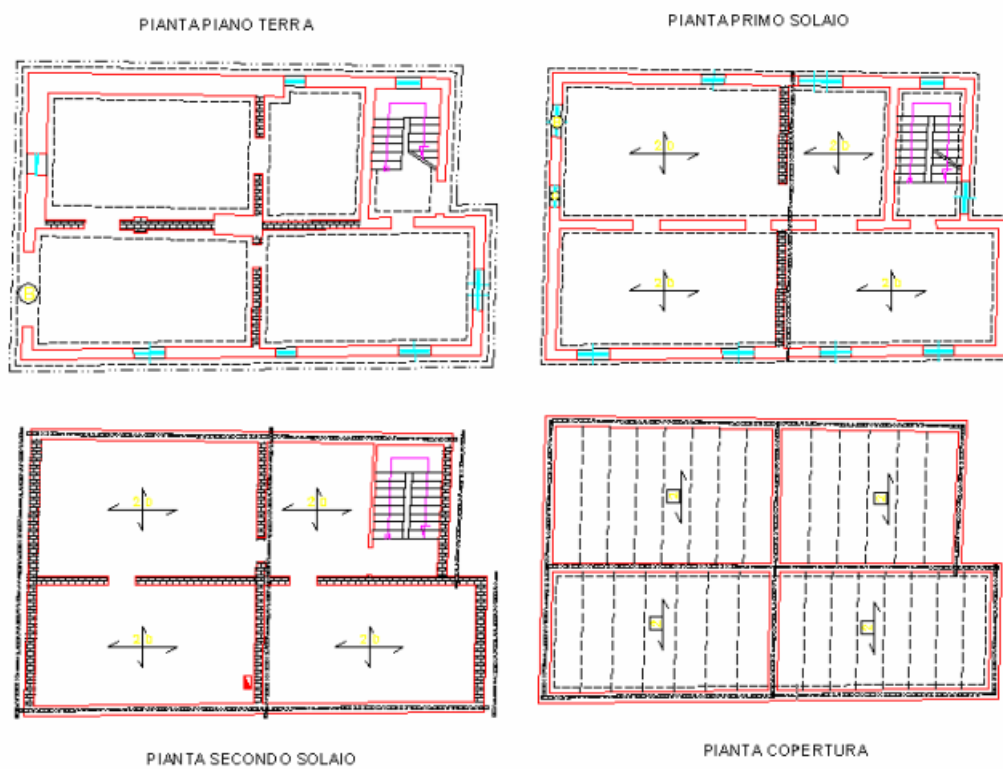
Relativamente alle Azioni Ortogonali (Verifica a PressoFlessione), in questo Stato di Progetto si è scelto di eseguire tale verifica sia sui 'setti' (definiti come strisce da cielo a terra, oggetto anche di Verifica a Ribaltamento), sia sulle pareti ad altezza di interpiano sede di definizione dei setti stessi. E' interessante vedere cosa accade al coefficiente sismico corrispondente a questo meccanismo qualora tale verifica, eseguita sull'altezza di interpiano, si estenda a tutte le pareti. In tal caso, il coefficiente 0.182 scende a 0.138 (coeff.sic.=1.96), sempre ampiamente sufficiente. In fig. 104 è riportata la mappa dei coefficienti 'C' calcolati come dominio di resistenza a PressoFlessione ortogonale per ogni parete: il valore di 0.138 è determinato dalla Combinazione di Carico (2) (minimo carico) nella parete 21 del piano 2. PC.M, con tale mappatura, consente l'individuazione delle zone di minima resistenza, in genere le prime ad essere oggetto di intervento qualora sia necessario migliorare la risposta sismica dell'edificio. Di fronte a un metodo Por non soddisfatto, si interviene in genere sulle pareti al collasso, poiché un loro rafforzamento sposta in aumento la capacità reattiva del complesso murario; di fronte a una verifica a PressoFlessione ortogonale, composta - diversamente dal Por - dall'insieme delle verifiche delle singole pareti, si può intervenire sulla parete a più scarsa prestazione: il significato è chiaramente analogo. Come sopra già evidenziato, un metodo ideale di rafforzamento dell'edificio dovrebbe condurre ad una iso-resistenza nei confronti di tutte le verifiche eseguite, e quindi, in altre parole, a valori simili dei coefficienti sismici corrispondenti ai diversi meccanismi di collasso.

## A.8. Esempi di Studio e Progettazione con “PC.M”



**Fig. 104.** *Mapa dei Coefficienti Sismici 'C' per le pareti sottoposte a PressoFlessione Ortogonale.*

In fig. 105 sono riportati, in pianta, schemi degli interventi eseguiti.

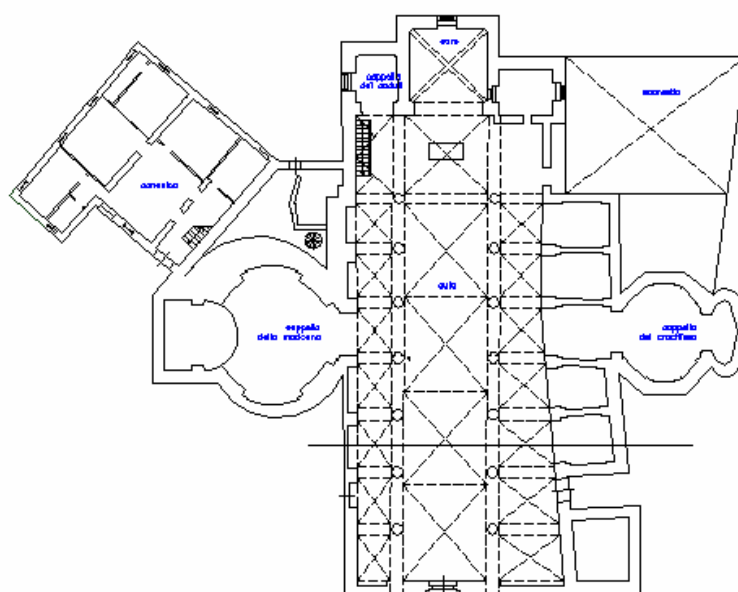


**Fig. 105.** *Elaborati grafici progettuali relativi all'intervento di adeguamento.*

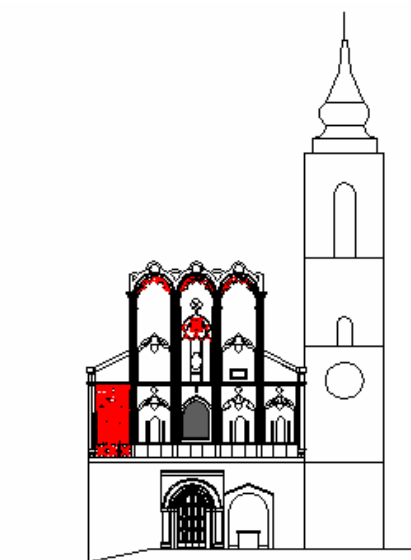
#### A.8.1.3.3. INTERVENTO DI CONSOLIDAMENTO SU UNA CHIESA

Si ringrazia il progettista: Ing. Giorgio Bellesi, Macerata (MC), che ha fornito la documentazione tecnica e grafica.

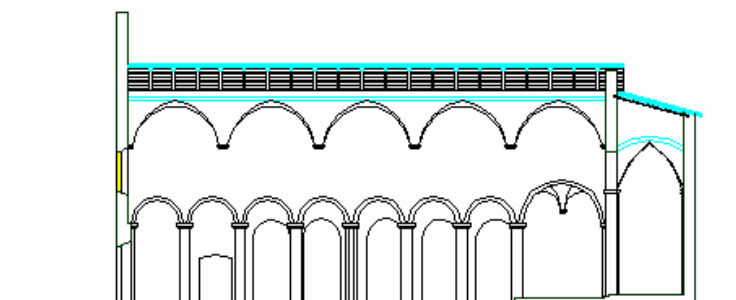
Si tratta di uno studio effettuato per la valutazione di linee guida di intervento, nell’ambito di un progetto di miglioramento sismico di una chiesa, in seguito alle lesioni prodotte dall’evento del 26.9.1997.



**Fig. 106.** *Pianta Piano Terreno.*

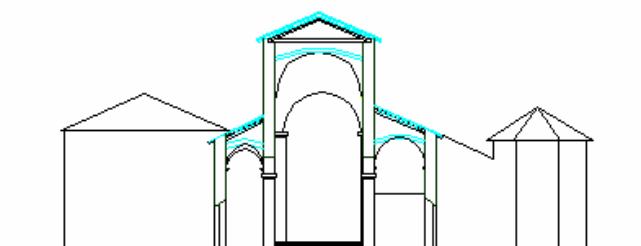


**Fig. 107.** *Prospetto Principale.*



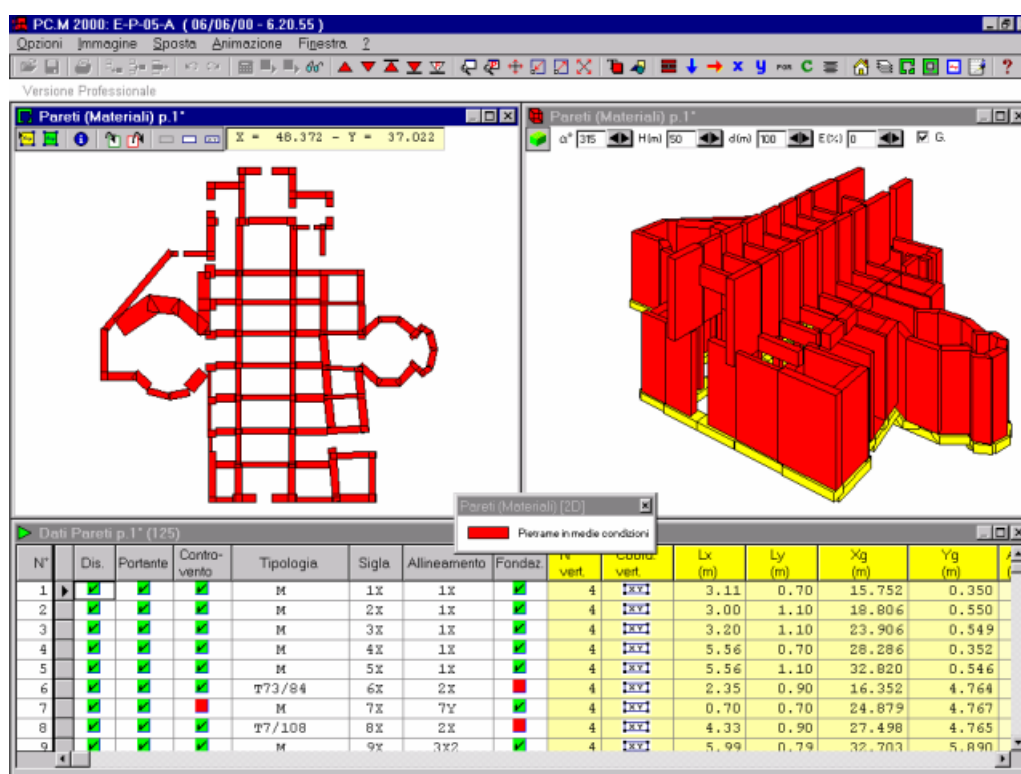
**Fig. 108.** *Sezione longitudinale.*

## A.8. Esempi di Studio e Progettazione con “PC.M”



**Fig. 109.** *Sezione trasversale.*

Il modello, rappresentato in fig. 110, pur semplificato, si può considerare soddisfacentemente rappresentativo del fabbricato.



**Fig. 110.** *Dati Pareti allo Stato Attuale.*



Lo Stato Attuale è caratterizzato dai seguenti aspetti fondamentali:

- \* caratteristica di resistenza a taglio della muratura:  $\tau_{v,k} = 5 \text{ t/mq}$  per tenere conto della situazione di fatto (collegamenti non ovunque soddisfacenti, come dimostrato dalle lesioni verificatesi);
- \* carico sulle volte =  $600 \text{ kg/mq}$ , stimato pensandole caricate completamente (peso proprio + riempimento fino a livello);
- \* vincolamento delle pareti per azioni ortogonali = stimato come semincastro tale da fornire  $qh^2/10$  in mezzeria (cioè a metà altezza).

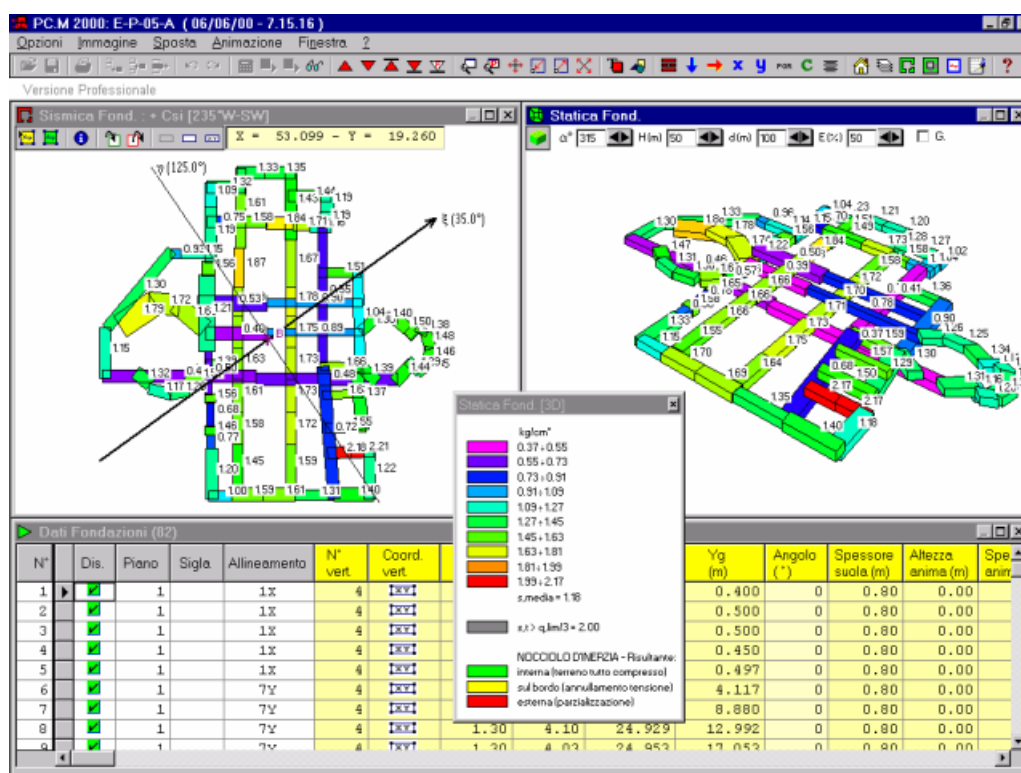
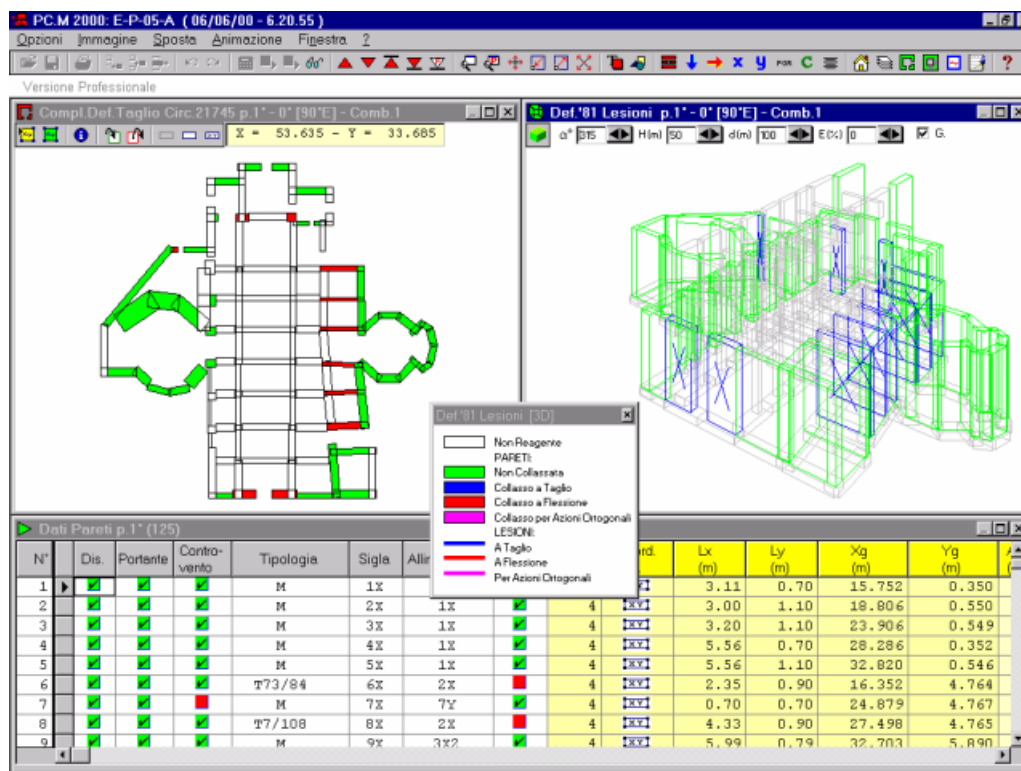


Fig. 111. Risultati analisi fondazioni per lo Stato Attuale: sismica (2D) e statica (3D).

## A.8. Esempi di Studio e Progettazione con “PC.M”



**Fig. 112.** Risultati Elaborazione Stato Attuale. Verifica a 'Solai Deformabili'; lesioni sismiche previste dal modello.

Lo Stato di Progetto è caratterizzato dai seguenti aspetti:

- \* saranno effettuati una serie di interventi locali (soletta sulle volte, cucì e scuci ove vi siano lesioni, perforazioni orizzontali incrociate nella parte bassa dei paramenti murari, eliminazione delle spinte per le capriate sulle navate laterali);
- \* caratteristica di resistenza a taglio della muratura:  $\tau_{k,7} = 7 \text{ t/mq}$ , come per pietra squadrata ben organizzata; la migliore organizzazione si ottiene appunto eseguendo quei consolidamenti diffusi detti (cucì-scuci, perforazioni);
- \* carico sulle volte = diminuzione del 20% (da 600 a 480 kg/mq); sopra le cappe di calcestruzzo si prevede nuovo materiale di riempimento alleggerito);
- \* vincolamento delle pareti per azioni ortogonali = semincastro più efficace ( $q_h^2/12$ ).

Altre caratteristiche della schematizzazione di calcolo sono le seguenti:

- piano deformabile (ripartizione forza sismica in base ai carichi e non alle rigidezze);

- assenza di setti: le verifiche a ribaltamento si ritengono indiscutibilmente migliorate dagli interventi detti;
- si ignorano le verifiche a pressoflessione per azioni complanari;
- si considerano sismicamente non reagenti i pilastri circolari (ma staticamente assumono il carico competente);
- la capacità portante del terreno è stata stimata 6.00 kg/cm<sup>2</sup> (tensione ammissibile: circa 2.00 kg/cm<sup>2</sup>).

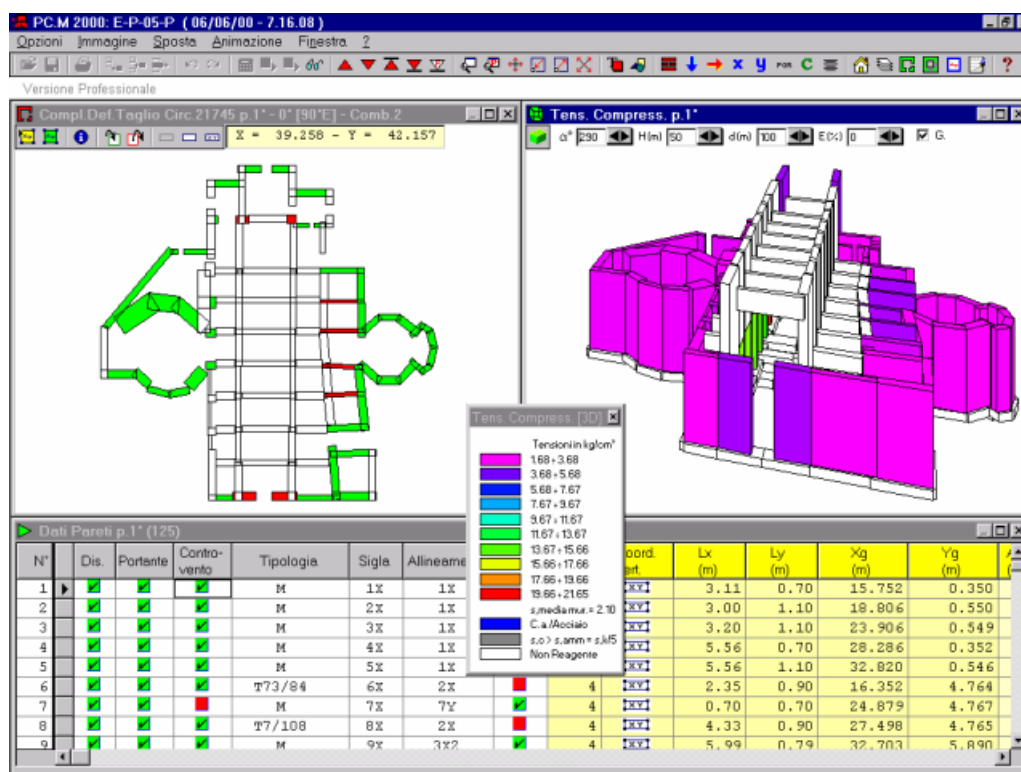


Fig. 113. Risultati Stato Modificato. In 3D, le tensioni statiche di compressione.

I risultati del calcolo sono i seguenti:  
dal punto di vista statico:

- tensione in fondazione entro i valori di riferimento ( $0.37 \div 2.17$  kg/cm<sup>2</sup>, vedi fig. 111);
- tensione di compressione: nei paramenti murari, entro i valori ammissibili; nei pilastri si raggiungono localmente tensioni elevate (anche 20 kg/cm<sup>2</sup> alla base), che tuttavia - in presenza di puro sforzo normale - non destano preoccupazioni. Ovviamente, se potessero essere cerchiati con anelli metallici assicurerebbero maggiore stabilità (si tenga comunque conto che il recente

‘collaudo sismico’ ne avrà evidenziato le reali carenze: se queste non fossero invece rilevanti, è probabile che i pilastri siano già di per sé in buono assetto statico);

dal punto di vista sismico:

- tensione in fondazione entro i valori di riferimento ( $0.26 \div 2.21$  kg/cmq, vedi fig. 111);
- coefficiente  $C_{fin} = 0.016$  (35% di  $0.65 C_{rif}$ ), con un incremento del 37% rispetto allo 0.011 dello Stato Attuale (23% di  $0.65 C_{rif}$ ): quindi, pur non raggiungendo la soglia richiesta dagli interventi di ‘ricostruzione’, è comunque indice di un miglioramento significativo.

In particolare, la verifica più sfavorevole è a pressoflessione per azioni ortogonali: tutto ciò, quindi, che è volto ad assicurare un miglioramento vincolare delle pareti alla base e soprattutto in sommità (eliminazione spinte, eventuali tiranti, cappe in cls sulle volte collegate alle murature di imposta) può comportare un miglioramento del comportamento sismico (semincastro più efficace).

In questa schematizzazione, si è volutamente trascurato lo sviluppo in altezza del campanile, oggetto di verifica a parte. Lo sbilanciamento dei carichi e delle masse da esso prodotto potrebbe infatti essere fuorviante per lo studio del comportamento d’insieme del fabbricato, soprattutto qualora lesioni rilevabili si siano manifestate nelle zone di connessione del campanile al resto del fabbricato.

Ovviamente, fra gli interventi risulta consigliabile assicurare la stabilità del campanile stesso, ricorrendo alle operazioni di cuci-scuci e alle perforazioni qualora la muratura che lo definisce presenti lesioni significative lungo lo sviluppo in altezza.

### A.8.2. EDIFICIO NUOVO IN MURATURA ORDINARIA

Si ringrazia il progettista: Ing. Elisabetta Giugnoli, Colle di Val d'Elsa (SI), che ha fornito la documentazione tecnica e grafica.

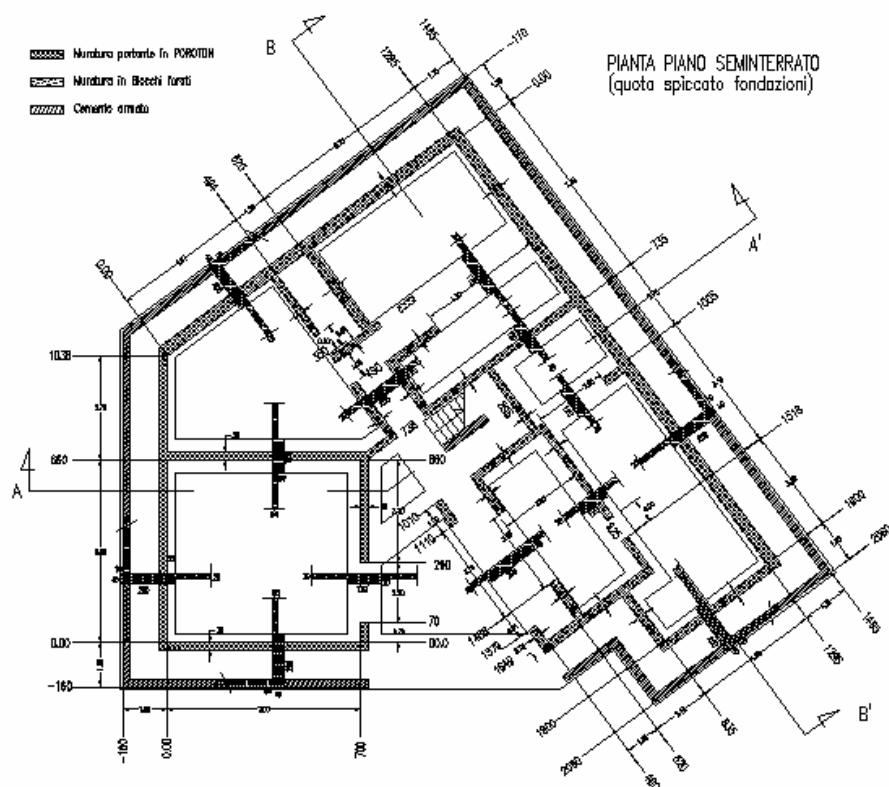
Il progetto consiste nella realizzazione di un edificio di 8 appartamenti, per uso turistico (destinazione di civile abitazione), con struttura portante in muratura ordinaria, con scannafosso perimetrale e setto scale (distanziato da opportuno giunto sismico) in conglomerato cementizio armato ordinario.

L'edificio si presenta con piante e prospetti abbastanza articolati, con altezza massima di circa 10.60 m. dallo spiccatto di fondazione; risulta composto da un piano seminterrato e da due piani fuori terra per la maggior parte dello sviluppo planimetrico.

Si distinguono i seguenti elementi strutturali:

- Fondazioni: in conglomerato cementizio armato con travi e soletta in cls per la realizzazione del piano di calpestio; in fase di calcolo non è stato tenuto conto della presenza della soletta, a vantaggio di sicurezza;
- Struttura in elevazione: costituita da setti in muratura ordinaria, cordoli e travi in conglomerato cementizio armato;
- Solai: ovunque del tipo “bausta”. Per tutti i solai sarà realizzata all'estradosso una soletta in cls di spessore  $s=6$  cm con interposta una rete elettrosaldata a maglia  $\phi$  5/20x20 avente funzione di armatura di ripartizione.

I materiali utilizzati sono i seguenti: calcestruzzo Rck 250 kg/cmq in fondazione; calcestruzzo Rck 300 kg/cmq in elevazione; acciaio per c.a. tipo FeB44k controllato; elementi resistenti in laterizio tipo Poroton, resistenza a compressione: 100 kg/cmq; malta M2 cementizia, con resistenza media  $> 80$  kg/cmq



**Fig. 114.** *Pianta Piano Seminterrato.*

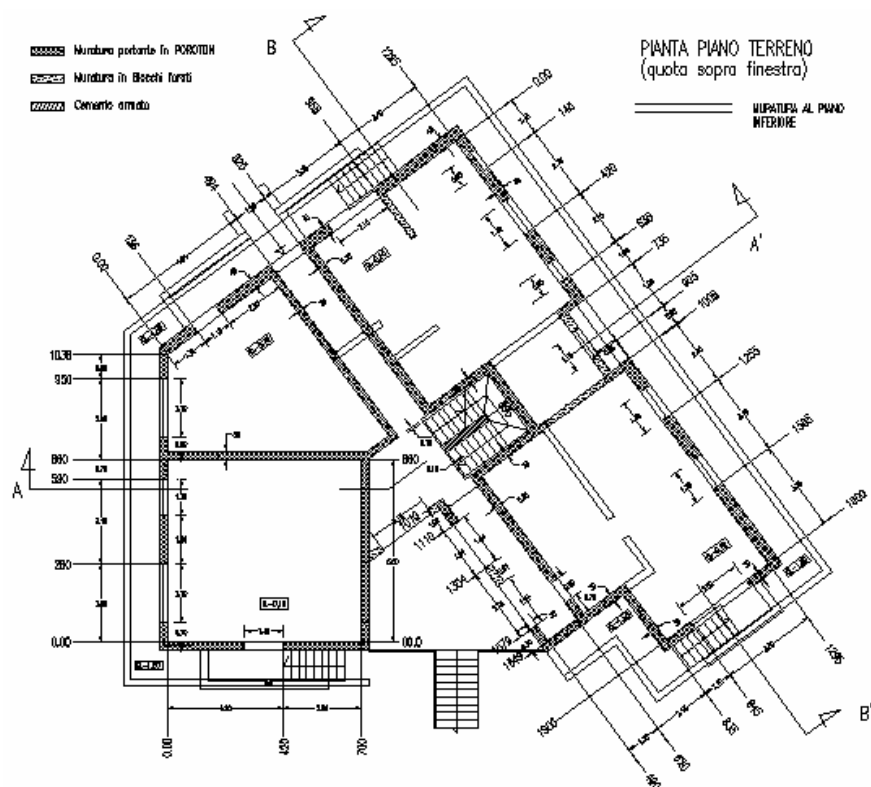


Fig. 115. Pianta Piano Terreno.

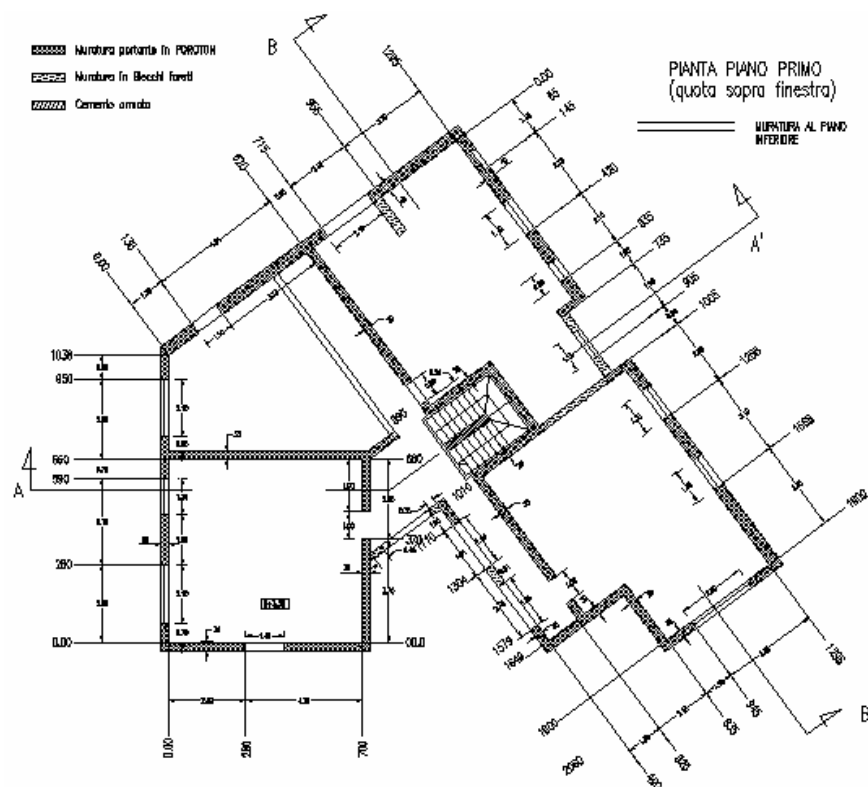


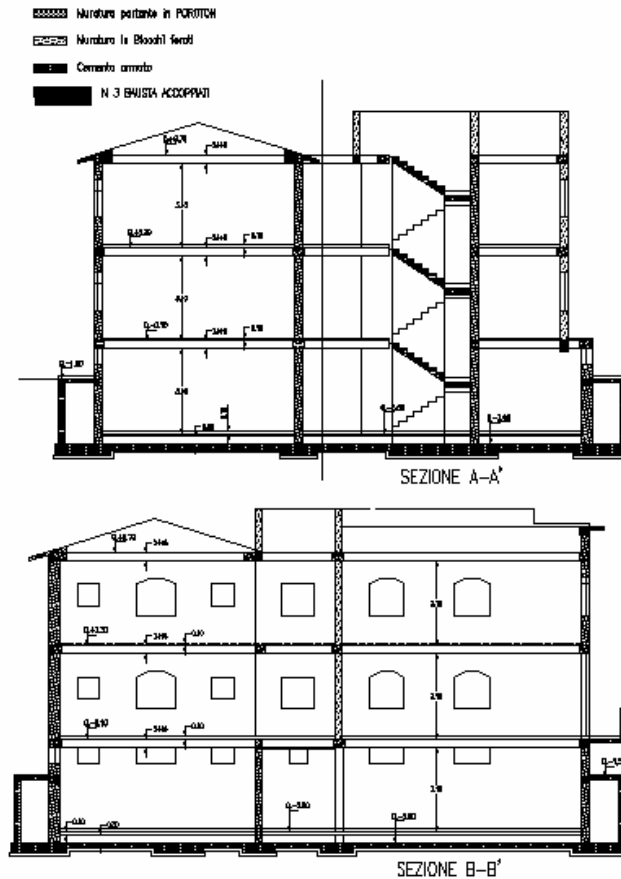
Fig. 116. Pianta Piano Primo.





## A.8. Esempi di Studio e Progettazione con “PC.M”

---



**Fig. 118.** *Sezioni.*

L'analisi dei carichi sui solai di piano e di copertura è la seguente.

Piano terreno e primo: Solaio bausta 24+6 (tipo 1):

p.p. solaio (24+6) = 370 kg/mq

pavimento + sottofondo = 120 kg/mq

intonaco sottostante = 30 kg/mq

tramezzi = 100 kg/mq

Totale Carico Permanente = 620 kg/mq

Carico Accidentale (abitazione) = 200 kg/mq

Piano copertura: Solaio bausta 24+6 (tipo 2):

p.p. solaio (24+6) = 370 kg/mq

muretti in forati = 50 kg/mq  
tavelloni + soletta = 150 kg/mq  
coibentazione + impermeabilizzazione = 20 kg/mq  
tegole = 50 kg/mq  
intonaco sottostante = 30 kg/mq  
impianti = 50 kg/mq  
Totale Carico Permanente = 720 kg/mq  
Carico Accidentale (neve, altitudine 240 m s.l.m.) = 110 kg/mq

La forma dell'edificio suggerisce una doppia analisi: in una prima fase, verranno considerate, come direzioni ortogonali di verifica, gli assi X e Y paralleli ai lati orizzontale e verticale in pianta; in una seconda fase, l'edificio viene ruotato di 36°, e si considerano le direzioni X e Y che risultano pertanto parallele ai lati obliqui in pianta.

Dal momento che i “Domini di Resistenza” forniscono informazioni sulla resistenza globale a taglio in tutte le direzioni (esplorando l'intero angolo giro al passo selezionato nei Parametri di Calcolo), potrebbe sembrare inutile procedere con la doppia verifica; tuttavia, per un'analisi dettagliata del comportamento strutturale, è opportuno utilizzare le due schematizzazioni ed accertare che tutte le verifiche statiche e sismiche siano pienamente soddisfatte in entrambi i casi. Il “Dominio di Resistenza” può essere utile per suggerire quale coppia di direzioni di riferimento, tra loro ortogonali, utilizzare per condurre l'analisi sismica. Senza creare un nuovo file dati, è anche possibile specificare tale direzione angolare direttamente nei Parametri di Calcolo.

## A.8. Esempi di Studio e Progettazione con “PC.M”

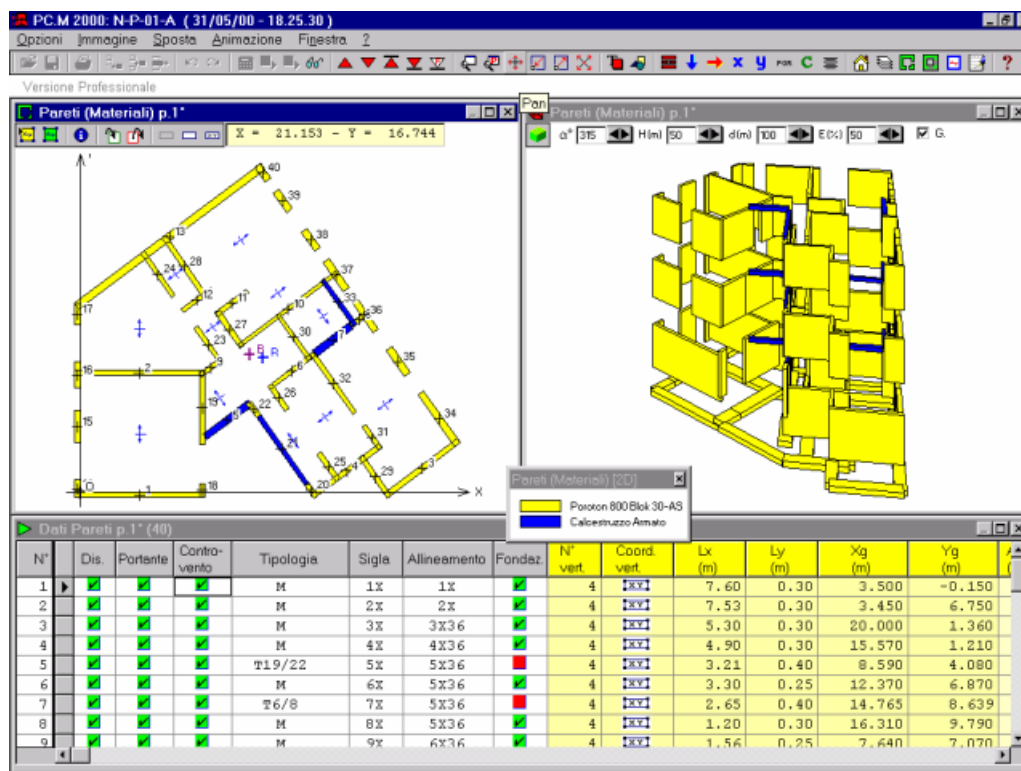


Fig. 119. Schematizzazione (a) dell'edificio. Dati Pareti.

**.. Rapporto di Elaborazione (Edificio N-P-01-A: Stato Attuale)**

**ANALISI STATICA - Dim.Sempl.: Verifica NON Soddisfatta - Analisi Strutturale estesa: Verifica Soddisfatta**

☒ Tensioni medie di Compressione  
☒ Verifiche in Fondazione  
☒ Verifiche a Ribaltamento

**Verifiche secondo D.M. 20.11.1987:**

☒ Dimensionamento Semplificato  
☒ Verifica a Compressione (Carichi Verticali)  
☒ Verifica PressoFlessione (Forze Orizzontali)  
☒ Verifica a Taglio (Forze Orizzontali)

**ANALISI SISMICA - Dim.Sempl.: Verifica NON Soddisfatta - Analisi Strutturale estesa: Verifica Soddisfatta**

C<sub>0</sub> = C<sub>minimo</sub>. Verifica complessiva Soddisfatta se: C<sub>0</sub> >= (C<sub>Sic</sub>\*C<sub>rif</sub>)

Per le singole verifiche: Coefficienti sismici assoluti. Singola Verifica Soddisfatta se: C >= (C<sub>Sic</sub>\*C<sub>rif</sub>)

**C<sub>rif</sub> = 0.070 - Coeff.Sic. = 1.000**

**C<sub>0</sub> = 0.128 = 1.833 C<sub>rif</sub> > 1.000 C<sub>rif</sub> = 0.070**

☒ Dimensionamento Semplificato (D.M. 16.1.1996)  
☒ Verifiche in Fondazione

Modalità Coefficienti di Sicurezza (1 / 5)

Sismica: Attuazione Legge 61/98

OK

**(segue Analisi Sismica)**

**Verifica di Resistenza alle Azioni Ortogonali:**

☒ Verifiche a Ribaltamento  
☐ D.M. 20.11.1987: Verifica a PressoFlessione  
☒ **0.291** Circ. n°21745 del 30.7.1981: Verifica a PressoFlessione

**Verifica di Resistenza alle Azioni nel Piano:**

**- Piani Rigidi:**

☐ D.M. 20.11.1987: Verifica a Taglio  
☐ Verifica a PressoFlessione  
☒ **0.128** Circ. n°21745 del 30.7.1981: Verifica a Taglio: Metodo Por  
☐ Verifica a Taglio: Metodo PorFlex  
☐ Verifica a PressoFlessione

**- Piani Deformabili:**

☐ D.M. 20.11.1987: Verifica a Taglio  
☐ Verifica a PressoFlessione  
☐ Circ. n°21745 del 30.7.1981: Verifica a Taglio  
☐ Verifica a PressoFlessione

☐ - Metodo VeT (Verifica a Taglio semplificata per Piani Rigidi)

**Analisi Sismica MURATURA ARMATA:**

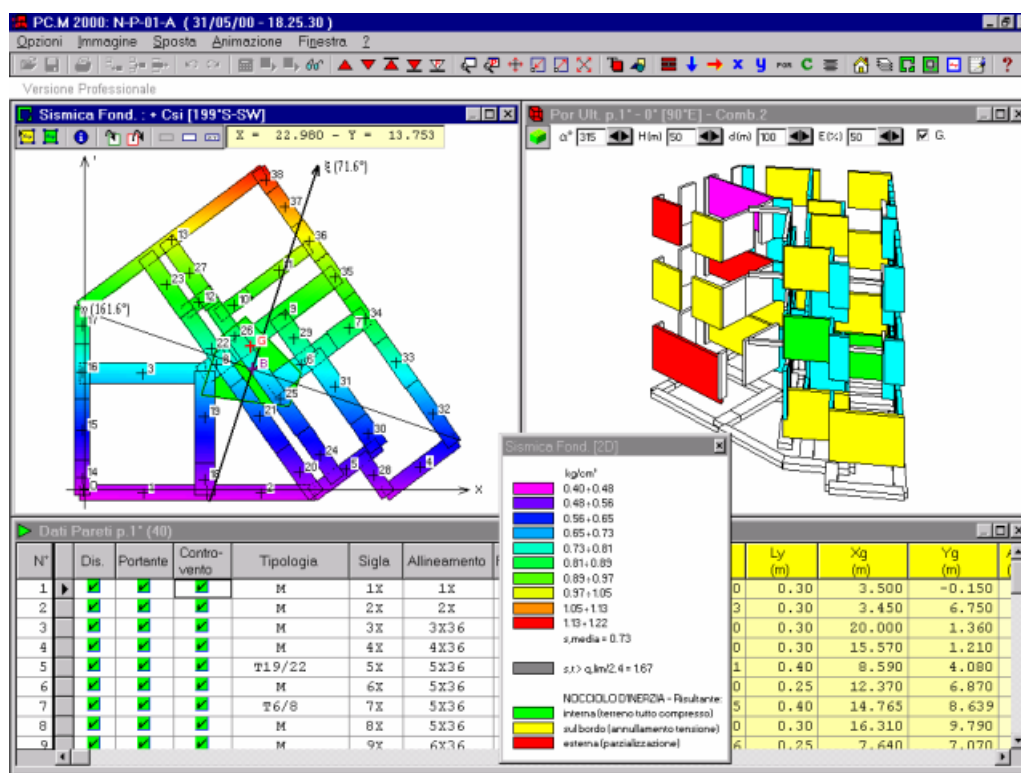
☐ Verifica a Taglio ☐ Verifica a PressoFlessione

Fig. 120. Rapporto di Elaborazione per la schematizzazione (a).

La fig. 120 mostra i risultati. Dal punto di vista statico, le verifiche previste dal D.M. 20.11.1987 sono tutte soddisfatte. Per quanto riguarda l'analisi sismica, condotta col Metodo Por (per l'edificio nuovo, la  $\tau_{v,k}$  coincide con la  $f_{v,k}$  della muratura), questa mostra un coefficiente 'C' pari a 0.128, ossia un coefficiente di sicurezza pari a  $1.83 > 1.00$ . Anche la verifica sismica a PressoFlessione ortogonale è ampiamente soddisfatta ( $C=0.291 \gg 0.07$ ).

Le verifiche in fondazione sono soddisfatte, come più in dettaglio è mostrato nella fig. 121. Il fatto che i Dimensionamenti Semplificati, sia in base al D.M. 20.11.1987 (statico), sia in base al D.M. 16.1.1996 (sismico) non siano soddisfatti, non incide sul risultato: l'edificio infatti è stato sottoposto a verifica estesa, e quindi le informazioni di tali metodi semplificati possono essere tutt'al più utilizzate come utili riferimenti su alcuni parametri (percentuali di muratura resistenti, area in pianta, ecc.)

## A.8. Esempi di Studio e Progettazione con “PC.M”



**Fig. 121.** Risultati sismici per le fondazioni, e per le pareti in elevazione col metodo Por.

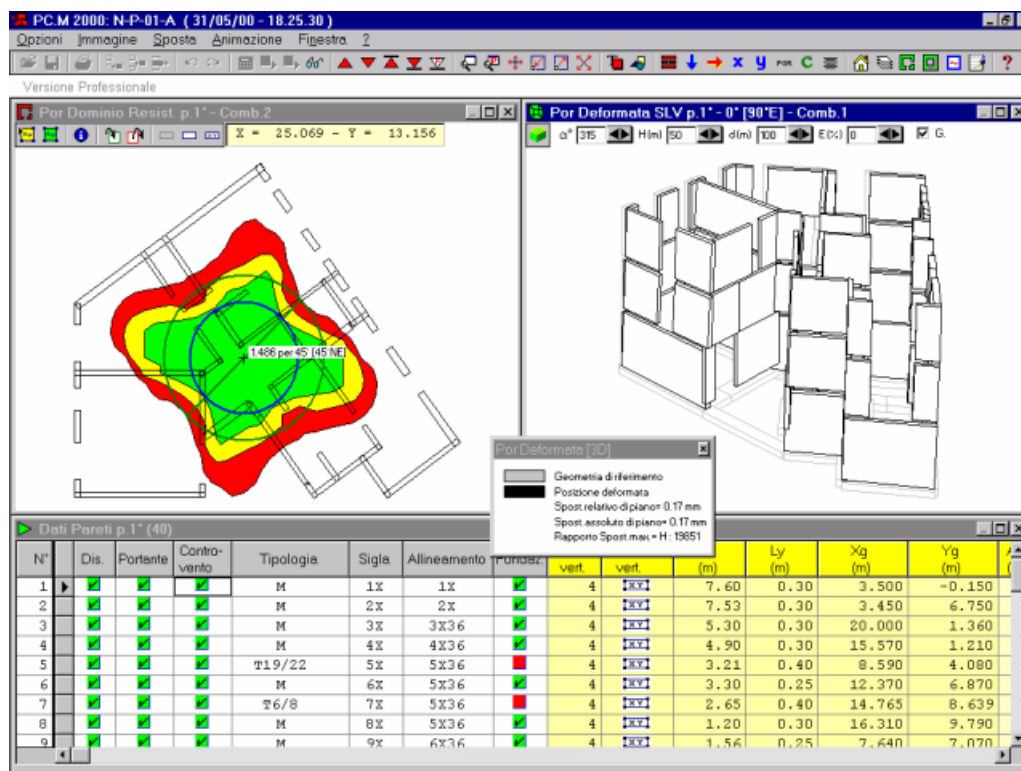


Fig. 122. Dominio di Resistenza e Deformazione globale a taglio (schema (a)).

In fig. 122 è riportato il Dominio di Resistenza: risulta evidente che le direzioni più sfavorevoli non sono parallele agli assi X e Y di riferimento: il coefficiente di sicurezza minimo (1.486, pur sempre comunque maggiore di 1.00) viene attinto per sisma inclinato a 45°. Eseguiamo dunque una 'rotazione' dell'edificio, per riesaminare i nuovi risultati e verificare la concordanza dell'informazione sulla direzione di minima resistenza a taglio.

La rotazione viene eseguita di 36° (anziché di 45°), unicamente perché appare geometricamente interessante orientare gli assi di riferimento parallelamente ad una parte del corpo di fabbrica.

## A.8. Esempi di Studio e Progettazione con “PC.M”

**Rapporto di Elaborazione (Edificio N-P-01-B: Stato Attuale)**

**ANALISI STATICA - Dim.Sempl.: Verifica NON Soddisfatta - Analisi Strutturale estesa: Verifica Soddisfatta**

- ☒ Tensioni medie di Compressione
- ☒ Verifiche in Fondazione
- ☒ Verifiche a Ribaltamento

**Verifiche secondo D.M. 20.11.1987:**

- ☒ Dimensionamento Semplificato
- ☒ Verifica a Compressione (Carichi Verticali)
- ☒ Verifica PressoFlessione (Forze Orizzontali)
- ☒ Verifica a Taglio (Forze Orizzontali)

**ANALISI SISMICA - Dim.Sempl.: Verifica NON Soddisfatta - Analisi Strutturale estesa: Verifica Soddisfatta**

$C_0 = C_{minimo}$ . Verifica complessiva Soddisfatta se:  $C_0 \geq (C \cdot S_{ic} \cdot C_{rif})$

Per le singole verifiche: Coefficienti sismici assoluti. Singola Verifica Soddisfatta se:  $C \geq (C \cdot S_{ic} \cdot C_{rif})$

**$C_{rif} = 0.070$  - Coeff.Sic. = 1.000**

**$C_0 = 0.106 = 1.511 C_{rif} > 1.000 C_{rif} = 0.070$**

- ☒ Dimensionamento Semplificato (D.M. 16.1.1996)
- ☒ Verifiche in Fondazione

Modalità Coefficienti di Sicurezza (1 / 5)      Sismica: Attuazione Legge 61/98      OK

**(segue Analisi Sismica)**

**Verifica di Resistenza alle Azioni Ortogonali:**

- ☒ Verifiche a Ribaltamento
- ☐ D.M. 20.11.1987: Verifica a PressoFlessione
- 0.291** ☒ Circ. n°21745 del 30.7.1981: Verifica a PressoFlessione

**Verifica di Resistenza alle Azioni nel Piano:**

**- Piani Rigidi:**

- ☐ D.M. 20.11.1987: Verifica a Taglio
- ☐ Verifica a PressoFlessione
- 0.106** ☒ Circ. n°21745 del 30.7.1981: Verifica a Taglio: Metodo Por
- ☐ Verifica a Taglio: Metodo PorFlex
- ☐ Verifica a PressoFlessione

**- Piani Deformabili:**

- ☐ D.M. 20.11.1987: Verifica a Taglio
- ☐ Verifica a PressoFlessione
- ☐ Circ. n°21745 del 30.7.1981: Verifica a Taglio
- ☐ Verifica a PressoFlessione

**- Metodo VeT (Verifica a Taglio semplificata per Piani Rigidi)**

**Analisi Sismica MURATURA ARMATA:**

- ☐ Verifica a Taglio
- ☐ Verifica a PressoFlessione

**Fig. 123.** Schematizzazione (b): Rapporto di Elaborazione.

Dal Rapporto di Elaborazione corrispondente alla seconda schematizzazione risultano alcune evidenze. Intanto, è chiaro che la verifica ad azioni ortogonali non può dipendere dalla direzione sismica: in tale verifica, infatti, ogni parete viene considerata reagente a sisma ortogonale al proprio piano medio, indipendentemente dalla direzione di oscillazione; questo perché in quel contesto si vuol valutare, parete per parete, cosa accade quando il sisma investe la parete in direzione ad essa ortogonale.

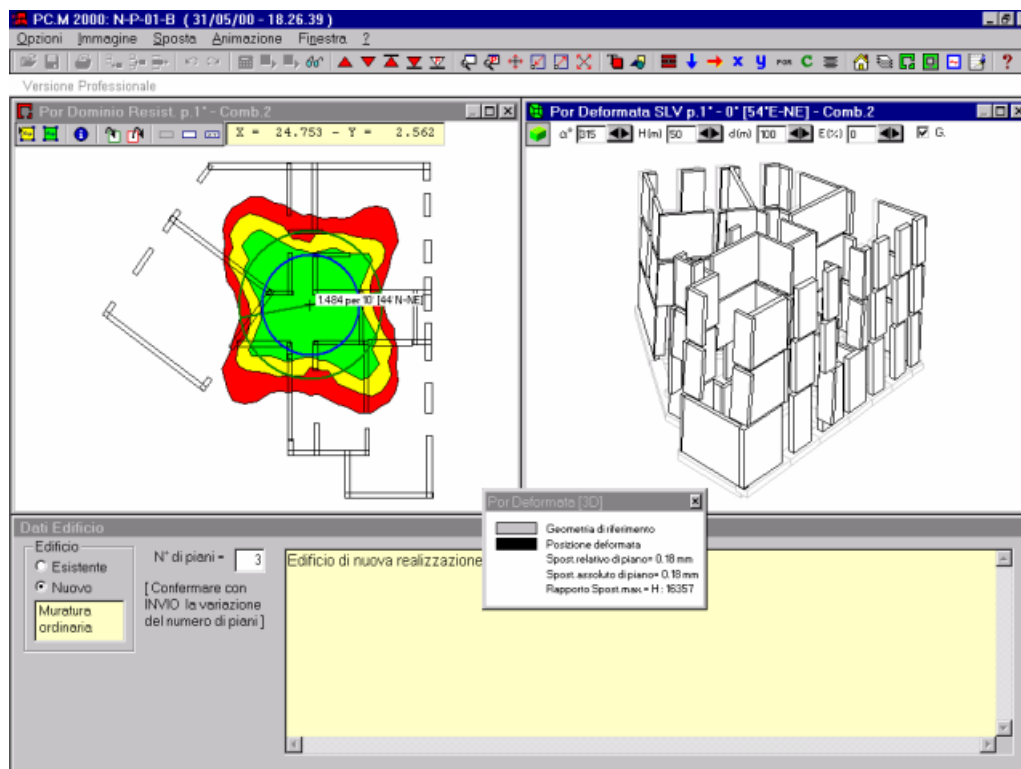
La verifica Por mostra invece un risultato più basso: è logico che sia così in quanto la direzione più sfavorevole si avvicina alla direzione X di riferimento dell'edificio, utilizzata - insieme alla Y - per eseguire le verifiche.

La direzione più sfavorevole, in effetti, resta individuata dal Dominio di Resistenza, riportato in fig. 124, e conferma quanto già noto dall'analisi della schematizzazione precedente: a meno di arrotondamenti, si ha un coefficiente di sicurezza minimo pari a 1.484 (che corrisponde a  $C=0.104$ ) per una inclinazione di circa  $10^\circ$  (pari, in pratica, ai  $45^\circ$  dello schema (a) meno i  $36^\circ$  di cui abbiamo ruotato la struttura).



E' importante quindi verificare che i risultati siano invarianti rispetto ai riferimenti convenzionalmente assunti.

L'edificio in esame risulta quindi ottimamente verificato da ogni punto di vista, sia per tipo di analisi, sia per direzione sismica.



**Fig. 124.** *Dominio di Resistenza e Deformazione per lo schema (b).*

Si osservi che tutti i risultati sono espressi anche in coordinate geografiche, avendo specificato l'angolo del Nord rispetto all'asse +X nei Parametri di Calcolo. Anche in tal senso PC.M contribuisce a definire un risultato che non sia 'dipendente' dal riferimento XY adottato, ma che classifichi il comportamento dell'edificio in relazione alla sua reale ubicazione geografica. Per esempio, ipotizzando il Nord a 90° per l'edificio in esame, la direzione più sfavorevole è a 44÷45° NE: un'onda sismica proveniente da tale direzione investirebbe l'edificio chiamandone in causa la minima resistenza a taglio, avrebbe cioè l'effetto di sollecitazione maggiore. Collegando il luogo di ubicazione dell'edificio alle più vicine zone sismogenetiche, è interessante osservare se le direzioni più probabili per un futuro evento sismico possono venire a coincidere con quelle di minor resistenza del fabbricato.

#### **A.8. Esempi di Studio e Progettazione con “PC.M”**

---

Per eventi già verificatisi, un esito positivo a questa indagine può giustificare un quadro fessurativo particolarmente rilevante.

### A.8.3. EDIFICIO NUOVO IN MURATURA ARMATA

Si ringrazia la MA.CE.VI. srl, che ha fornito la documentazione tecnica e grafica.

MA.CE.VI. è un'azienda produttrice di elementi modulari vibrocompressi, con sede in Via Provinciale di Pescaiola, 77, 52040 Vicinaggio (AR), tel. 0575.441743-4 fax:0575.441470.

MA.CE.VI. aderisce all'Associazione Nazionale Produttori Elementi LECA.

Come per ogni edificio in muratura nuovo la cui realizzazione è prevista con blocchi prodotti da specifiche Ditte, ai fini dell'analisi strutturale è necessario anzitutto definire i parametri di resistenza (caratteristiche dei materiali), usualmente ricavati da prove di laboratorio e riportati nelle certificazioni rilasciate da tali prove.

Per quanto riguarda i blocchi MA.CE.VI., la descrizione del materiale è la seguente:

elementi in calcestruzzo semipieni, con percentuale di foratura  $15\% < \phi < 45\%$ , caratterizzati da:

- resistenza caratteristica a compressione (nella direzione dei carichi verticali):  $f_{bk} \geq 50 \text{ kg/cm}^2$  (5 N/mm<sup>2</sup>);
- resistenza caratteristica a compressione (nella direzione ortogonale a quella dei carichi verticali e nel piano della muratura):  $f'_{bk} \geq 30 \text{ kg/cm}^2$  (3 N/mm<sup>2</sup>);
- peso specifico della muratura: dipendente dal tipo di blocco utilizzato. Nell'esempio considerato, i tipi utilizzati sono i seguenti: blocco B30 sismico da intonaco (1150 kg/mc); blocco B30/6P LECA da intonaco (900 kg/mc), blocco B25/6P LECA da intonaco (1150 kg/mc).

L'edificio in esame è destinato a civile abitazione, e si sviluppa in piano interrato, piano terreno, piano primo, piano soffitta. Il piano interrato è previsto interamente in calcestruzzo armato. La struttura in elevazione prevede alcuni elementi in c.a., ma si intende valutarne la possibilità di realizzazione in muratura armata utilizzando i blocchi MA.CE.VI.

Lo schema statico prevede quattro livelli, poiché l'interrato costituisce a tutti gli effetti un piano di calcolo, in quanto le forze sismiche si pensano agenti a partire dallo spiccato delle fondazioni (quota di imposta - o intradosso - della fondazione sul terreno).

Pertanto, si tratta di un piano semi-interrato, in quanto gli accessi alle autorimesse lasciano fuori terra il fronte principale.

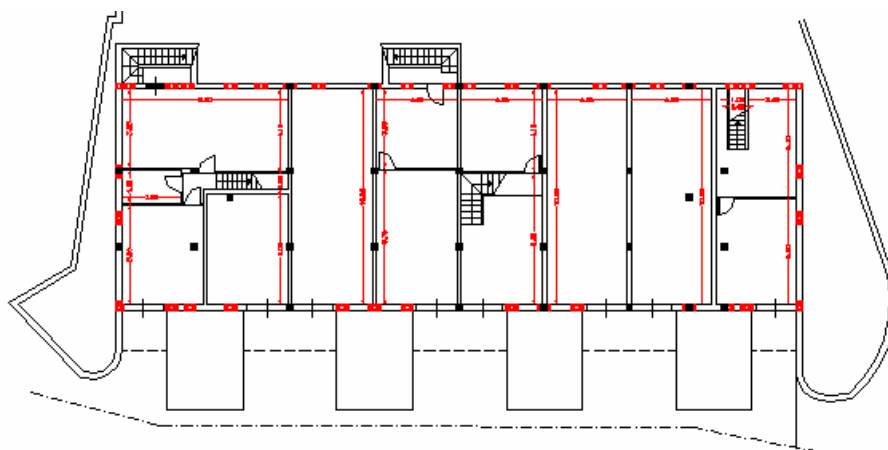
In altri casi, edifici con piani totalmente interrati sono talvolta schematizzati con forze sismiche pensate agenti a partire dalla quota di imposta del piano terreno, come se l'interrato costituisse un 'piano di fondazione'. Tale scelta può trovare giustificazione nella dinamica del complesso terreno-struttura edilizia sotto l'azione sismica. Infatti, l'interrato vibra insieme al terreno e la spinta attiva (con incremento sismico) viene contrastata dalla spinta passiva sul lato opposto: il piano interrato non è in grado di oscillare liberamente e quindi, di fatto, non crea deformazione orizzontale come invece avviene ai piani fuori terra.

PC.M consente una scelta di tale tipo attraverso un apposito parametro di calcolo, che permette di fissare a piacere la quota di riferimento per il calcolo dei coefficienti di distribuzione delle forze di piano (rispetto allo 0.00 assoluto pensato coincidente con l'intradosso del piano di fondazione).

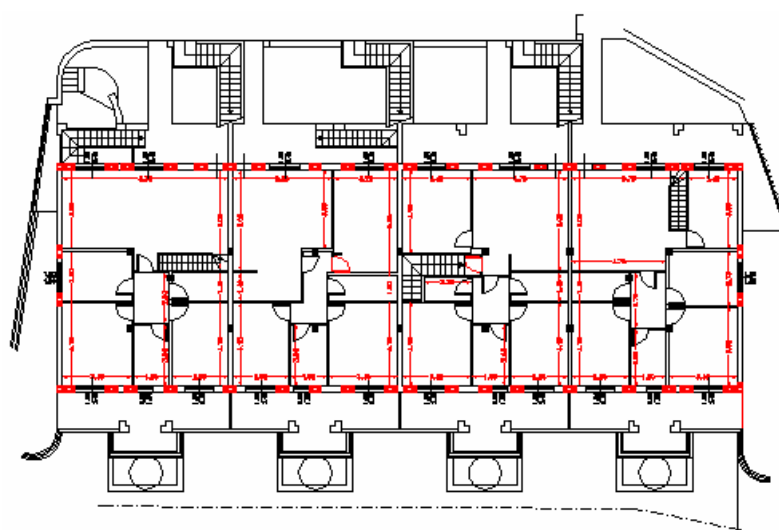
#### A.8. Esempi di Studio e Progettazione con “PC.M”

---

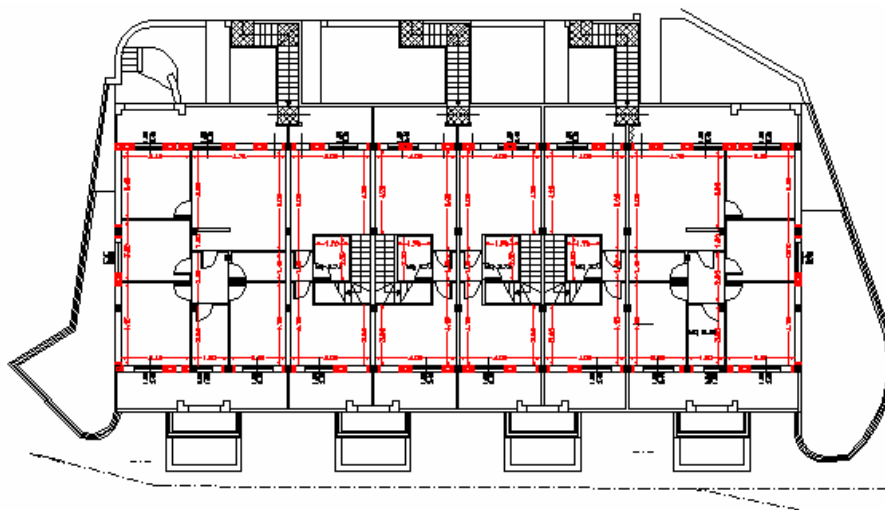
Tornando all’edificio in esame, il progettista architettonico ha previsto una possibile ubicazione di pilastri in c.a. ed ha individuato porzioni di muratura di cui si richiede la possibilità di realizzazione con tipologia di ‘muratura armata’ nel rispetto ovviamente delle Norme vigenti.



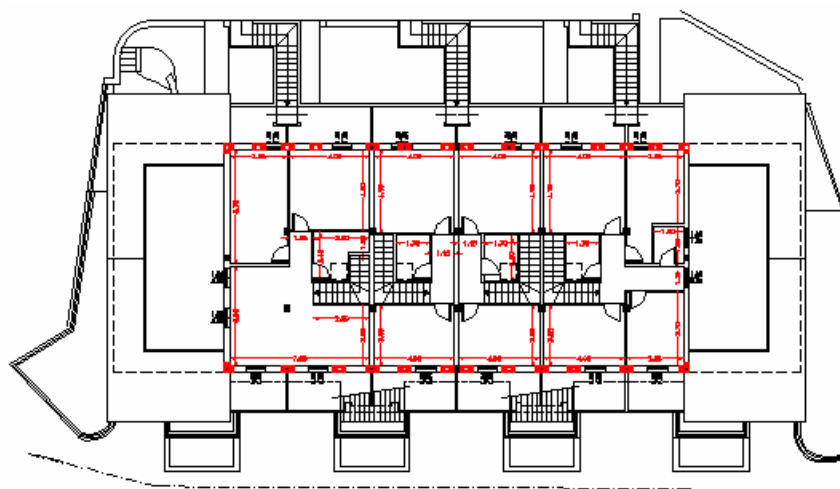
**Fig. 125.** *Pianta del Piano Interrato (autorimesse).*



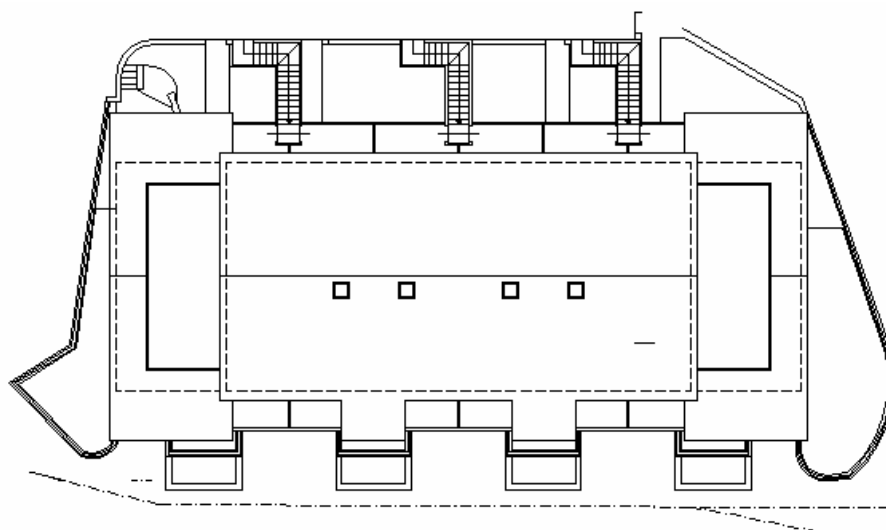
**Fig. 126.** *Pianta del Piano Terra.*



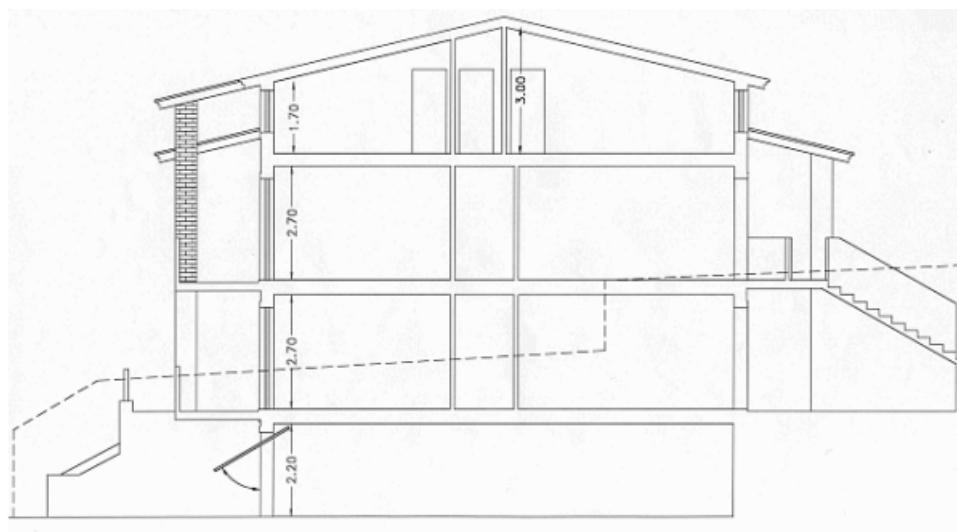
**Fig. 127.** *Pianta Piano Primo.*



**Fig. 128.** *Pianta Piano Soffitte.*



**Fig. 129.** *Pianta Copertura.*



**Fig. 130.** *Sezione trasversale del nucleo centrale.*



**Fig. 131.** *Sezione trasversale estremità.*



**Fig. 132.** *Sezione longitudinale.*

Durante lo studio strutturale, il progetto architettonico è stato oggetto di alcune revisioni, ad esempio le pareti divisorie previste di 20 cm. con due pilastri in c.a. sono state modificate in pareti murarie armate di 25 cm. di spessore (utilizzando il blocco B25/6P).

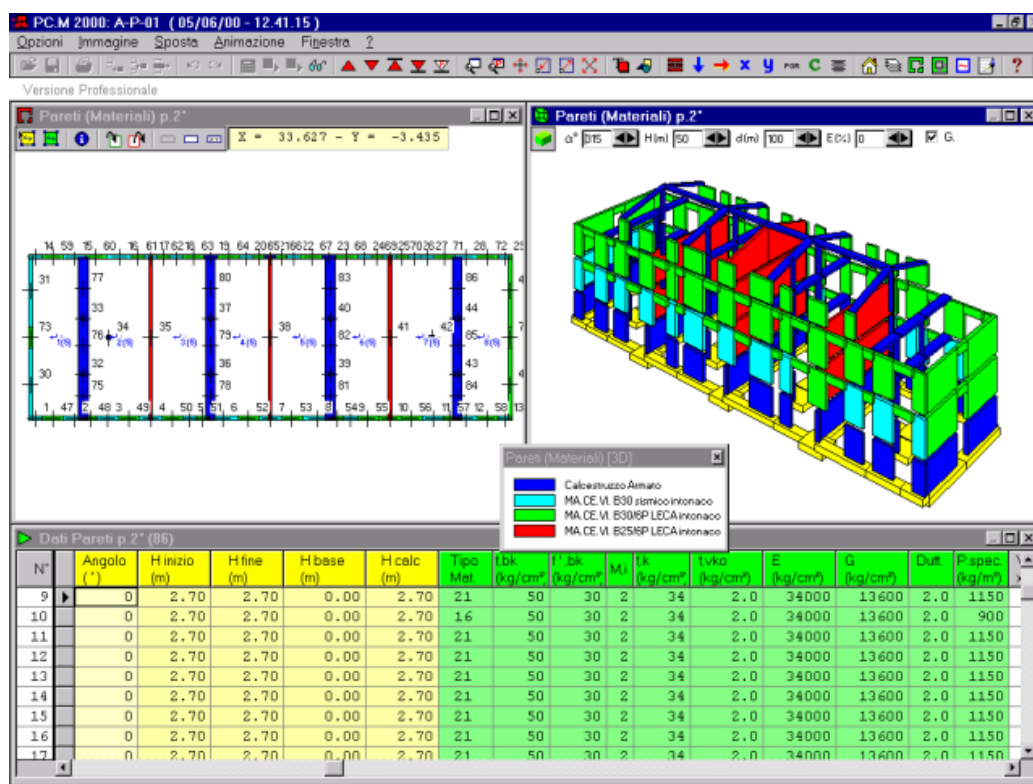
La verifica sismica è stata calibrata prevedendo la realizzazione in cemento armato di alcune pareti la cui verifica come muratura armata non poteva essere in alcun modo soddisfatta (pareti 19,21,23 al piano 2 di dimensioni 80÷100 cm. x 30 cm. di spessore); dopo la trasformazione in c.a., tali elementi non partecipano alla resistenza sismica, come richiesto dalla Normativa, ma

## A.8. Esempi di Studio e Progettazione con “PC.M”

contemporaneamente le altre pareti, pur subendo un incremento dello sforzo orizzontale, sono in grado di assorbirlo nei limiti consentiti.

Osserviamo che questa ‘tecnica’ (trasformazione di alcune pareti in c.a.) non può estendersi a ‘troppe’ pareti, in quanto, come già detto, poiché il c.a. non può contribuire alla resistenza sismica, le rimanenti pareti in muratura armata subiscono progressivi incrementi di azione orizzontale, finché i problemi di verifica non soddisfatti si manifestano in altre zone della struttura.

Per l’edificio in esame, la struttura definitiva è quindi una struttura in muratura armata, dove le pareti murarie armate incassano la totalità del sisma, con presenza di alcuni elementi in c.a., reagenti ai soli carichi verticali.



**Fig. 133.** Dati delle pareti. Sono utilizzati il c.a. e tre tipi di blocchi per muratura armata.

Eseguita l’elaborazione, i risultati vengono visualizzati nel Rapporto di fig. 134.



**Rapporto di Elaborazione (Edificio A-P-01: Stato Attuale)**

**ANALISI STATICA - Dim.Sempl.: Verifica NON Soddisfatta - Analisi Strutturale estesa: Verifica Soddisfatta**

☒ Tensioni medie di Compressione  
☒ Verifiche in Fondazione  
☒ Verifiche a Ribaltamento

**Verifiche secondo D.M. 20.11.1987:**

☒ Dimensionamento Semplificato  
☒ Verifica a Compressione (Carichi Verticali)  
☒ Verifica PressoFlessione (Forze Orizzontali)  
☒ Verifica a Taglio (Forze Orizzontali)

**ANALISI SISMICA - Dim.Sempl.: Verifica NON Soddisfatta - Analisi Strutturale estesa: Verifica NON Soddisfatta**

$C_0 = C_{\min}$ . Verifica complessiva Soddisfatta se:  
 $C_0 \geq (C_{\text{Sic}} \cdot C_{\text{rif}})$

Per le singole verifiche: Coefficienti sismici assoluti.  
Singola Verifica Soddisfatta se:  $C \geq (C_{\text{Sic}} \cdot C_{\text{rif}})$

**$C_{\text{rif}} = 0.070$  - Coeff.Sic. = 1.000**

**$C_0 = 0.059 = 0.849 C_{\text{rif}} < 1.000 C_{\text{rif}} = 0.070$**

☒ Dimensionamento Semplificato (D.M. 16.1.1996)  
☒ Verifiche in Fondazione

Modalità Coefficienti di Sicurezza (1 / 5)

Sismica: Attuazione Legge 61/98

OK

**(segue Analisi Sismica)**

**Verifica di Resistenza alle Azioni Ortogonali:**

☒ Verifiche a Ribaltamento  
☐ D.M. 20.11.1987: Verifica a PressoFlessione  
☒ **0.443** Circ. n°21745 del 30.7.1981: Verifica a PressoFlessione

**Verifica di Resistenza alle Azioni nel Piano:**

**- Piani Rigidi:**

☐ D.M. 20.11.1987: Verifica a Taglio  
☐ Verifica a PressoFlessione  
☒ **0.059** Circ. n°21745 del 30.7.1981: Verifica a Taglio: Metodo Por  
☐ Verifica a Taglio: Metodo PorFlex  
☐ Verifica a PressoFlessione

**- Piani Deformabili:**

☐ D.M. 20.11.1987: Verifica a Taglio  
☐ Verifica a PressoFlessione  
☐ Circ. n°21745 del 30.7.1981: Verifica a Taglio  
☐ Verifica a PressoFlessione

- Metodo VeT (Verifica a Taglio semplificata per Piani Rigidi)

**Analisi Sismica MURATURA ARMATA:**

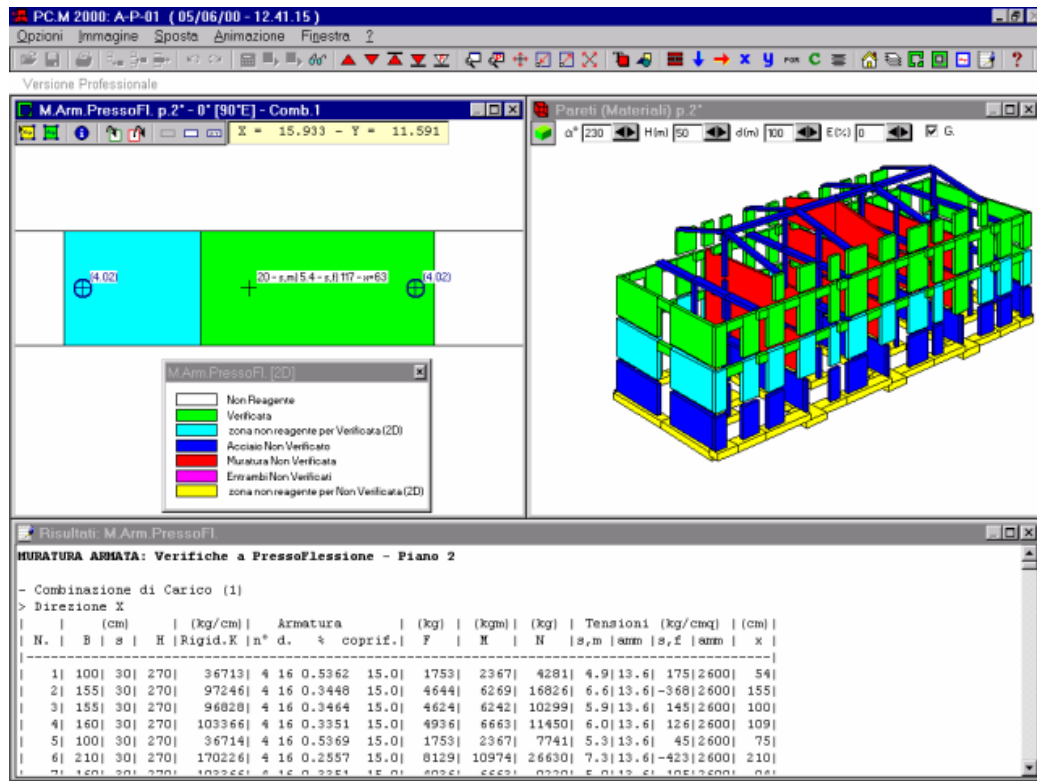
☒ Verifica a Taglio ☒ Verifica a PressoFlessione

Fig. 134. Rapporto di Elaborazione per l'edificio in muratura armata.

Il Rapporto di Elaborazione mostra vari tipi di risultati. Strettamente significativi sono: le verifiche statiche secondo il D.M. 20.11.1987 (ad eccezione del Dimensionamento Semplificato, che resta solo come riferimento, dal momento che si esegue la verifica estesa) e l'Analisi Sismica a Muratura Armata, composta dalle verifiche a Taglio e a PressoFlessione.

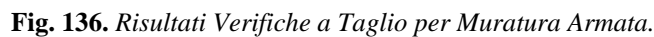
Altre verifiche consentono la conoscenza del comportamento dell'edificio se fosse realizzato in muratura ordinaria: in tal caso, ad esempio, la verifica globale a taglio non sarebbe ovviamente quella tipica della muratura armata, ma il metodo Por ci indicherebbe la resistenza, in questo caso insufficiente. L'armatura rende possibile, quindi, la realizzazione di questa tipologia di edificio in muratura, altrimenti si dovrebbe agire sulla geometria incrementando alcune dimensioni (lunghezze o spessori delle pareti resistenti), fino a far verificare, ad esempio, il metodo Por. Ponendo attenzione sulle verifiche che effettivamente interessano, notiamo che la Verifica a PressoFlessione è totalmente soddisfatta. In fig. 135 un particolare di una parete verificata (la n°20 del piano 2 - ricordiamo che il piano 1 è interamente in c.a.) mostra l'asse neutro e l'area reagente.

## A.8. Esempi di Studio e Progettazione con "PC.M"



**Fig. 135.** Risultati Verifiche a PressoFlessione per Muratura Armata.

Il Rapporto di fig. 134 mostra la non piena soddisfazione della Verifica a Taglio. La responsabilità è da attribuirsi alla parete 16 del piano 2. In fig. 136, i risultati della Verifica a Taglio.



La tensione tangenziale ammissibile per la muratura armata si ottiene dal valore  $f_{vk}$  diviso 5, secondo il D.M. 20.11.1987, moltiplicata per 2, secondo il D.M. 16.1.1996: quindi,  $\tau_{amm} = f_{vk}/2.5$ .

E' utile comprendere bene le modalità di esecuzione della verifica a taglio; inoltre, è importante studiare come armare trasversalmente le pareti per incrementarne la resistenza a taglio.

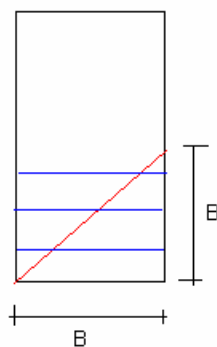
La verifica procede rivedendo il taglio (= caratteristica di sollecitazione ottenuta dalla ripartizione sulle pareti di controvento) come risultante delle tensioni tangenziali agenti sulla sezione trasversale della parete, e confrontando tale tensione col valore ammissibile per la parete stessa, dipendente - come visto - dal materiale e dal carico verticale applicato.

Il valore della tensione tangenziale cambia a seconda che venga considerata reagente a taglio l'intera sezione trasversale oppure solo la parte compressa nel caso di parzializzazione.

Nell'esempio descritto, si prescinde sempre dalla parzializzazione. Peraltro, eseguendo la verifica a taglio nella mezzeria della parete (metà altezza), essendo lo schema statico della parete stessa dato dal doppio incastro, il momento alla base è uguale e opposto a quello in sommità, con schema lineare, e quindi a metà altezza il momento è nullo, e pertanto la sezione non può essere ivi parzializzata.

Quando la verifica a taglio non è soddisfatta, è possibile procedere in vari modi. Per esempio, se si fa riferimento alla sola area compressa (in caso di parzializzazione effettiva), si può aumentare l'area dell'armatura verticale (tale che aumenti l'area della sezione reagente); più in generale, si può cambiare le caratteristiche geometriche di alcune pareti murarie (tale che aumenti l'area delle pareti): in questo secondo caso occorre rieseguire il calcolo, data la diversa ripartizione delle azioni orizzontali.

C'è poi la possibilità di adottare un'idonea armatura trasversale capace di incrementare la resistenza a taglio: i tralicci metallici sono adatti allo scopo; è possibile quindi posizionare tale armatura nei letti di malta (ad esempio, un corso di blocchi sì e uno no) ed attribuirle integralmente lo sforzo di taglio (vd. paragrafo A.6.1.4.6.).



**Fig. 137.** Armatura orizzontale a taglio della parete (tralicci nei letti di malta).

Siano B la base e H l'altezza della parete: se  $H > B$ , l'altezza della lesione a taglio ipotizzabile a  $45^\circ$  è B, altrimenti è H (ossia, il valore minimo tra H e B). Si divide l'altezza della lesione per la distanza tra i letti di malta armati, e si ottiene il numero di tralicci incontrati dalla lesione a taglio: il numero dei tondini così intercettati definisce la resistenza a taglio.

Nel caso della parete 16 dell'edificio esaminato, di dimensioni: 185 x 30 x H 270 cm., e sollecitazione di taglio  $T = 6931$  kg, ponendo un traliccio ( $2\phi 5$ ) ogni letto di malta (21 cm. di interasse), la lesione a  $45^\circ$  intercetta in totale:  $185 / 21 = 8$  corsi; e quindi:  $8 \times 2\phi 5 = 3.14$  cmq x  $2600$  kg/cmq =  $8164$  kg, taglio ammissibile ( $> 6931$  kg). La verifica sismica risulta adesso pienamente soddisfatta.

## **A.9. ALCUNE PROBLEMATICHE DELL’ANALISI DEGLI EDIFICI IN MURATURA**

In questo capitolo sono evidenziati alcuni dei problemi pratici che possono presentarsi affrontando con l’uso dello strumento informatico l’analisi strutturale degli edifici in muratura. Sono riportati alcuni suggerimenti di tipo ‘ingegneristico’ sulla schematizzazione degli edifici, ed alcune osservazioni sulle verifiche statiche e sismiche utilizzando, come strumento informatico, il software PC.M; ulteriori approfondimenti, anche sull’ottimizzazione dell’uso informatico del software, sono presenti nella Documentazione per l’Utente annessa al pacchetto di PC.M su supporto informatico (testo e ipertesto).

### **A.9.1. ELEMENTI MURARI A SEZIONE TRASVERSALE NON RETTANGOLARE**

Generalmente i programmi di calcolo prevedono la schematizzazione delle strutture resistenti in maschi murari aventi sezione rettangolare. Mentre ciò è rigorosamente valido in edifici di nuova realizzazione, non può dirsi altrettanto per gli edifici esistenti. Alcune tipologie del passato presentano disallineamenti, pareti a spessore variabile, nicchie o cavità che diminuiscono la sezione resistente o interrompono la continuità.

Normalmente, si dispone di un rilievo architettonico ove la questione dello ‘schema resistente’ non esiste: le murature rappresentate sono effettivamente presenti nella realtà, con tutte le loro irregolarità.

A titolo di esempio, si osservino i rilievi del Palazzo dei Giudici (paragrafo A.8.2.1.) o della Canonica di Ceserano (paragrafo A.8.1.1.).

Adottando la convenzione di ‘rettangolarità’ dei maschi murari resistenti, generalmente si opera a favore di sicurezza; l’effettivo rettangolo può essere deciso dal progettista, che utilizzando ad esempio il CAD per preparare il file di input per il software (ad esempio, PC.M) può tenere su un layer il rilievo reale come riferimento e disegnare il rettangolo che meglio ‘approssima’ la parete irregolare. Se però fosse disponibile un metodo automatico per l’ottimizzazione del ‘rettangolo rappresentativo’, o, in altre parole, si potesse dare come input direttamente polilinee a numero di vertici  $\geq 4$ , il problema della schematizzazione delle pareti irregolari verrebbe drasticamente semplificato.

PC.M consente questo tipo di input: sia via CAD, sia internamente ai Dati Pareti è possibile attribuire ad una parete un numero di vertici  $\geq 4$ , e quindi darle forma di polilinea, più o meno regolare. In tal modo possono essere descritti anche elementi murari a L, a croce o comunque complessi senza necessariamente doverli suddividere in porzioni semplificate (per esempio, un angolo murario a L normalmente viene diviso in due pareti, una X e una Y; con la polilinea può invece essere descritto come elemento unitario).

Dovendo poi le pareti essere sottoposte ai metodi di calcolo attualmente disponibili, occorre comunque comprendere come convenga operare con le polilinee. PC.M opera per ‘rettangoli

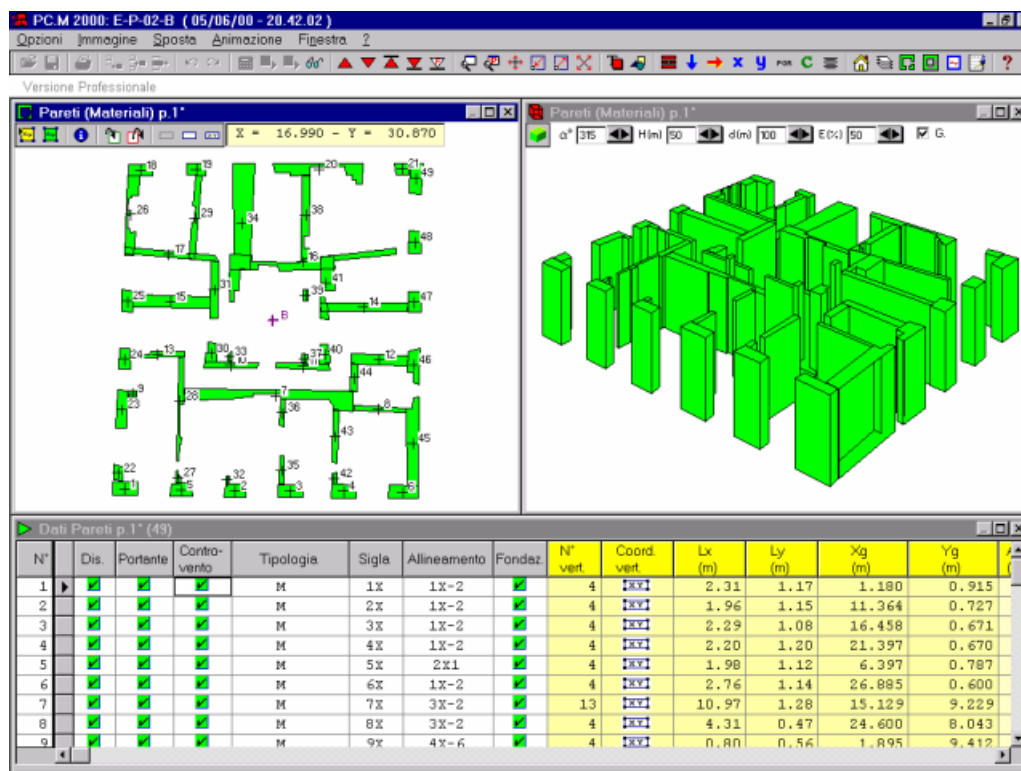
rappresentativi’, utilizzando un apposito algoritmo che si fonda sulla geometria delle masse della polilinea: gli assi principali determinano l’orientamento del ‘rettangolo rappresentativo’, la cui area sarà pari alla reale area della polilinea. La necessità di convertire ‘numericamente’ una polilinea reale in un rettangolo rappresentativo è determinata dal fatto che i metodi applicati richiedono generalmente elementi rettangolari (vedi metodo Por); ne consegue, ad esempio, che un angolo a L (pensato, per ipotesi, a lati uguali) viene ‘idealmente’ equiparato a un rettangolo obliquo in pianta a  $45^\circ$  (tali sono gli assi principali di questa figura geometrica). Tenendo presente questo aspetto, è possibile effettuare le schematizzazioni più corrette.

In genere, è consigliabile rappresentare con polilinee pareti a sviluppo ‘longitudinale’, ed invece interrompere la continuità della muratura negli angoli e agli incroci:

Come esempio applicativo, consideriamo il Palazzo dei Giudici, già diffusamente esaminato al paragrafo A.8.1.2., dove le piante dei piani sono state create con riferimento a pareti aventi sezione trasversale rettangolare, avendo individuato in tal modo le porzioni murarie resistenti. A partire dalla pianta (datata 1770) di fig. 62, adottando tale schema come configurazione di verifica, vogliamo definire pareti ‘coincidenti’ effettivamente con la geometria rilevata; in generale, quindi, si tratterà di pareti a sezione trasversale poligonale, rappresentabile mediante polilinee. La pianta di fig. 62, importata via scanner su bitmap, è stata inserita in un disegno di AutoCAD e su di essa si sono tracciate le polilinee delle murature resistenti. I files per la consultazione sono forniti in dotazione al pacchetto di PC.M.

La struttura è stata poi esportata su DXF e quindi riletta da PC.M. Terminata la rilettura ed ottimizzata la posizione in pianta rispetto agli assi di riferimento globali XY, dopo anche aver attribuito a tutte le pareti (come materiale) pietrame di buona qualità, la schermata di PC.M si presenta nel seguente modo.

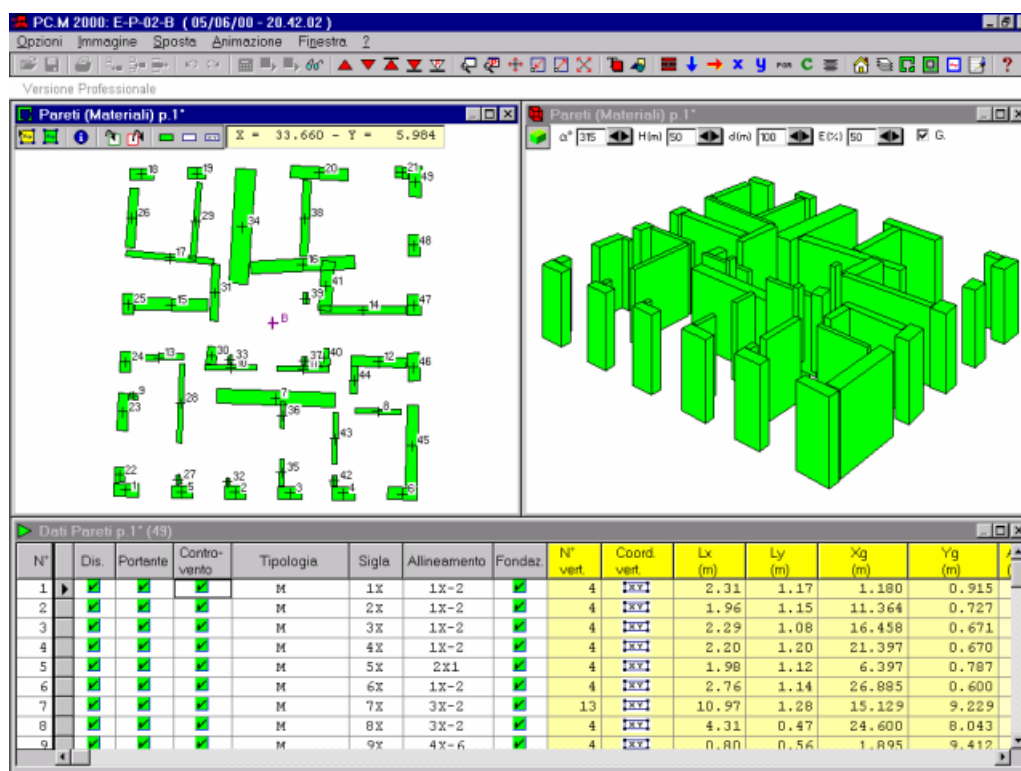
## A.8. Esempi di Studio e Progettazione con “PC.M”



**Fig. 138.** Schematizzazione di pareti irregolari tramite polilinee non rettangolari (quadrilateri o, più in generale, poligonali).

Ogni parete è rappresentata da una poligonale quadrilatera (4 vertici) o a più vertici. Ad esempio, la parete 7 è una polilinea a 13 vertici. La gestione dati può eseguirsi in modo del tutto analogo a pareti rettangolari; l'opzione di disegno dei 'rettangoli rappresentativi' mostra i rettangoli che dovranno necessariamente essere considerati dai metodi di calcolo e che 'ottimizzano' con criterio oggettivo (e quindi non più a carico dell'utente) la reale configurazione resistente.





**Fig. 139.** Lo stesso schema di fig. 138, ma a ‘rettangoli rappresentativi’.

L’algoritmo utilizzato genera efficaci rettangoli rappresentativi, quelli che l’utente avrebbe dovuto ipotizzare durante la fase di creazione del disegno della pianta delle pareti resistenti. Il criterio di generazione dei rettangoli, reso oggettivo, semplifica quindi notevolmente la gestione dei casi di edifici complessi.

Ogni parete è rappresentata con la sua reale configurazione, alla quale corrispondono la reale area e posizione del baricentro; le altezze, inoltre, qui costanti, possono essere variabili anche da un vertice all’altro. Il software calcola il volume reale delle pareti (e quindi il peso proprio della struttura), anche in caso di sommità ad altezze variabili (talvolta necessarie per descrivere, ad esempio, pareti sotto copertura a falde inclinate).

Questa tecnica può efficacemente essere applicata a pareti curve: poligonalizzando gli archi in CAD, con un numero di vertici a piacere, si descrivono polilinee curve; un’applicazione di questo tipo si può avere ad esempio per gli absidi delle chiese (come il fabbricato descritto al paragrafo A.8.1.3.3.).

**A.9.2. MURATURE MISTE NON RICONOSCIBILI NELLE TIPOLOGIE DI NORMATIVA**

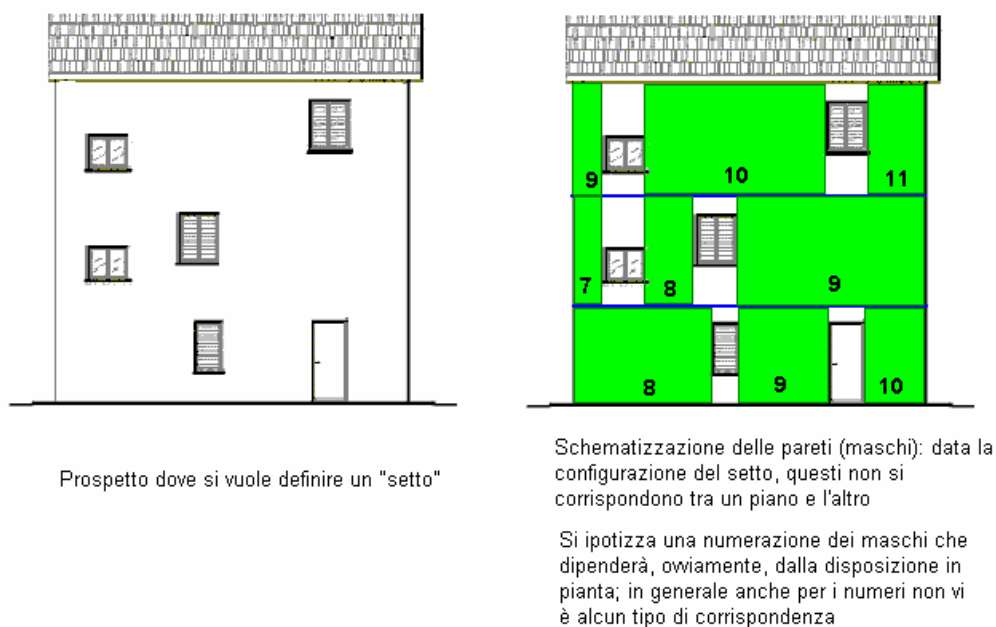
Questo caso si presenta, ad esempio, con una parete geometricamente individuabile come singolo maschio murario ma, dal punto di vista del materiale, costituita in parte in pietrame e in parte in mattoni.

Si possono definire ‘nuovi’ materiali con caratteristiche intermedie basate su ‘medie pesate’ (p.es. facendo riferimento ai volumi dei diversi componenti).

In caso di distinte murature omogenee tra loro solidarizzate (p.es. una parete in pietra accanto e collegata a una in mattoni pieni) è possibile attribuire loro la stessa sigla, e se sono poste sullo stesso allineamento la loro rigidezza può essere assemblata (attraverso un apposito parametro di calcolo di PC.M), in modo da non perdere la rigidezza determinata dalla loro connessione (la rigidezza è fortemente dipendente dalla lunghezza di base del maschio murario).

**A.9.3. INDIVIDUARE I ‘SETTI’ SIGNIFICATIVI PER LE VERIFICHE AD AZIONI ORTOGONALI**

I setti, sempre considerati nel calcolo come strisce di base 1.00 m., possono essere definiti adottando una sigla specifica per ogni paramento murario (ad. es. A, B, ...) e attribuendola, piano per piano, alle pareti che compongono tale setto [tale sigla è preceduta da un segno meno: “-” (ad es.: -A) qualora il setto ribalti alla sua sinistra (in tale modo viene assicurata la corretta interpretazione dei segni delle azioni ribaltanti e stabilizzanti)].



**Fig. 140.** *Individuazione dei 'Setti'.*

I Setti vengono definiti normalmente in posizioni notevoli (per esempio: zone di massimo o minimo carico, zone più lontani dagli irrigidimenti trasversali), opportunamente scelte dal progettista in modo da esaminare le varie possibilità di innesco dei meccanismi di collasso a ribaltamento e a pressoflessione ortogonale.

Appare poco significativo analizzare setti ad esempio in corrispondenza degli incroci fra muri ortogonali: invece che eseguire un calcolo dubbio, in tali casi è molto meglio mettere a punto il progetto esecutivo di intervento, rendendo solidali fra loro le pareti qualora l'ammorsatura non sia soddisfacente.



**Fig. 141.** Definizione dei ‘Setti’.

I Setti sono sottoposti alle Verifiche ad Azioni Ortogonali: la Verifica a Ribaltamento rigido e la Verifica a PressoFlessione (nella quale il setto è visto come una ‘trave continua’).

Il setto è sottoposto alle azioni stabilizzanti dei tiri e dei pesi e a quelle instabilizzanti del sisma e delle spinte da volte e da tetti. Le azioni sismiche ortogonali corrispondono ai pesi propri e ai carichi di solaio nel caso di assenza di vincoli efficaci. Generalmente, l’efficacia del vincolo d’impalcato è legata alla presenza di un tiro (azione stabilizzante).

I tiri sono spesso dovuti a catene, ma possono essere generati da qualunque sistema in grado di contrastare il ribaltamento verso l’esterno della parete (per esempio, una rete elettrosaldata nel solaio ammorsata nel cordolo della parete dove si schematizza il setto, può - con i propri tondini - realizzare un tiro resistente idealmente simile a ‘catene’ diffuse. Di fatto, tali armature non sono pre-tese, ma di fronte ad un’azione ribaltante possono entrare in trazione contrastandola).

Dal punto di vista della verifica a PressoFlessione, la presenza del tiro e quindi del vincolo d’impalcato crea l’appoggio in corrispondenza dell’impalcato stesso nella verifica a trave continua (quindi, ad esempio, vincoli efficaci a tutti i piani definiscono una trave continua incastrata - per ipotesi - alla base e appoggiata in corrispondenza di tutti gli impalcati).

### A.9.4. EDIFICI CONTIGUI

Per gli edifici contigui, la Normativa (D.M. 16.1.1996) recita, al punto C.9.10:

“Nel caso di complessi edilizi privi di giunti tra gli edifici, il progetto esecutivo dell’intervento deve documentare la situazione statica degli edifici contigui, a dimostrazione che gli interventi previsti non arrechino aggravii a tale situazione.”

Il corrispondente paragrafo della Circolare n.65 del 10.4.1997 recita:

“Per quanto riguarda i complessi edilizi, nel caso di assenza di giunti, i calcoli di verifica devono tener conto, anche con valutazioni approssimate, delle eventuali azioni trasmesse dagli edifici contigui.

Per gli edifici in muratura, ciò può essere fatto, in prima approssimazione, aumentando convenzionalmente le forze orizzontali di progetto, facendo gravare sulle strutture resistenti dell’edificio in esame una quota parte delle masse relative agli edifici adiacenti.”

E’ quindi evidente che occorre considerare una parte della massa dell’edificio adiacente. La metodologia con cui affrontare in PC.M la presenza di un edificio contiguo si articola sostanzialmente in due casi distinti.

1. I solai dell’edificio contiguo si appoggiano sulle pareti dell’edificio analizzato.

In tale caso, si può procedere alternativamente:

- o inserendo una trave libera fittizia a metà luce del solaio dell’edificio adiacente, e quindi una maglia di solaio, per calcolare automaticamente il carico che interessa le pareti di confine dell’edificio analizzato;

- oppure inserendo direttamente tale carico nei Dati Pareti, sulle pareti di confine interessate.

2. I solai dell’edificio sono orditi parallelamente alle pareti di confine.

In tal caso, non è corretto attribuire il carico alle pareti di confine, perché si sovrastimerebbe il carico verticale ivi agente, con alterazione, fra l’altro, della resistenza a taglio. Però la massa dell’edificio contiguo c’è: il modo migliore di considerarla è di inserire il carico della porzione di solaio dell’edificio contiguo (generalmente pari al 50% del carico dell’intero solaio) nei Dati Piani, in corrispondenza dei parametri G e Q (parte permanente e parte accidentale), e quindi considerare tali carichi come Aggiuntivi nella scheda Analisi Statica dei Parametri di Calcolo (Carichi G,Q e Forze F specificati nei Dati Piani).

#### A.9.5. PIANI SFALSATI E FONDAZIONI SU PIU’ LIVELLI

Se i solai sono sfalsati di poco (p.es. 3-4 gradini da una zona all’altra dell’edificio), conviene definire un unico impalcato alla quota media (o alla più alta), utilizzando poi i parametri di altezza delle pareti per posizionarle corrette geometricamente (la corretta geometria è importante perché ad essa corrispondono corretti pesi propri). E’ possibile agire su un apposito parametro (l’altezza di base) per scostare la base della parete rispetto alla quota d’impalcato.

Se i solai sono invece a mezzopiano, si possono definire tanti impalcati quanti sono i solai; ad ogni piano, quindi, vi saranno aree vuote e aree con maglie di solaio; ad ogni piano, le pareti avranno altezze geometriche ridotta (p.es. 150 cm. per solaio di mezzopiano su interpiani di 3.00 m). Per non alterare i calcoli sulle rigidezze, si deve specificare un’altezza di calcolo complanare (usata ad esempio nei metodi tipo Por) pari all’effettivo interpiano di 3.00 m. (è vero che così facendo i calcoli delle pareti interessate si ripetono a due piani, ma ciò è consentito dall’analisi condotta piano per piano, che conduce a individuare appunto il piano con coefficiente più sfavorevole. La stessa parete è vista una volta come collaborante ad un piano, una volta all’altro).

Nel caso di fondazioni su più livelli (fondazioni su piani sfalsati), in PC.M un apposito parametro di calcolo consente la scelta del metodo di valutazione del tagliante sismico. Con riferimento alla figura 142, è possibile scegliere due modalità di calcolo del tagliante: si può fare riferimento alle forze dei piani sovrastanti, corrispondenti - piano per piano - alle masse non fondate (schema (a)) in fig. 142), oppure al tagliante del piano sovrastante, corrispondente alla massa non fondata del piano sovrastante (schema (b)): questa seconda modalità - peraltro ragionevole - conduce a una verifica meno onerosa in quanto le sollecitazioni sismiche ai piani più bassi diminuiscono rispetto al caso (a).

La differenza tra i due schemi, comunque, è avvertita solo se vi sono almeno due livelli di fondazione (come risulta evidente in fig. 142). Nella figura,  $p_{,i}\%$  indica la percentuale di carico non fondato al piano  $i$ -esimo.

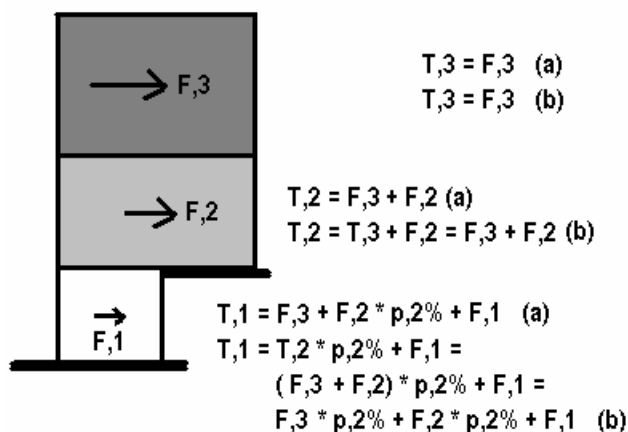


Fig. 142. Tagliante sismico per edifici con piani sfalsati.

Se non si adottassero questi fattori ‘correttivi’, un edificio di grande sviluppo volumetrico con un interrato di piccole dimensioni (per esempio, ipotizzando che solo un vano sia caratterizzato da un volume interrato sottostante) sarebbe caratterizzato da taglio sismico estremamente elevato sul piccolo corpo interrato, che in pratica sarebbe impossibile da verificare.

#### A.9.6. CONSOLIDARE IN PRATICA UN EDIFICIO

Per migliorare uno Stato Attuale e pervenire allo Stato Modificato, dobbiamo studiare in che modo tradurre in ‘numeri’ e ‘parametri’ gli interventi concreti di consolidamento.

Per migliorare le **Verifiche ad Azioni Ortogonali** occorre:

- inserire tiranti o solette armate o controventi (ne deriva un tiro non nullo);

- rendere i vincoli efficaci (connessioni fra pareti e solai e fra pareti e pareti che riducano le luci libere tra i due irrigidimenti ortogonali fra cui è individuato un setto);
- aumentare lo spessore delle pareti (p.es. con un intonaco; la verifica a pressoflessione ortogonale è molto sensibile allo spessore della parete);
- migliorare le caratteristiche di resistenza meccaniche della muratura;
- eliminare le spinte delle volte e delle coperture;
- rivedere la distribuzione dei carichi agenti.

Per migliorare le **Verifiche a Taglio per Azioni Complanari** (fra cui il Por):

- rivedere la geometria (modificandola in modo da diminuire l’eccentricità del centro delle rigidità rispetto al baricentro delle masse);
- migliorare le caratteristiche meccaniche (intonaco armato; cucì-scucì; iniezioni; perforazioni armate in grado di conseguire un incremento di duttilità);
- inserire cerchiature delle aperture in grado di ripristinare la continuità per pareti forate;
- rivedere la distribuzione dei carichi (preferibilmente avvicinare il baricentro geometrico a quello delle masse, entrambi visualizzabili nel disegno delle Tensioni medie di Compressione);
- inserire tirantature nelle pareti (tiranti nel piano della parete stessa, orizzontali o verticali) capaci, con lo sforzo di precompressione, di aumentare lo sforzo normale e quindi la resistenza a taglio, nonché di legare più efficacemente i materiali;
- cambiare lo schema di calcolo masse di piano (Parametri di Calcolo, Analisi Sismica): lo schema a fasce ben si addice a uno Stato Modificato con ottime connessioni fra impalcati e pareti, mentre lo schema a piani completi (totalità della massa trasferita all’impalcato sovrastante) è a favore di sicurezza e normalmente utilizzato nel caso di legature incerte.

Per quanto riguarda la **Verifica delle Fondazioni**, anche il passaggio dallo schema Locali in uno Stato Attuale (dove le fondazioni possono essere tra loro scollegate) allo schema su Piano Rigido allo Stato Modificato (dove invece si realizzano cordoli e collegamenti) può condurre a un significativo ridimensionamento delle massime sollecitazioni sul terreno.

In generale, per definire un intervento di consolidamento, si esegue il calcolo dello Stato Attuale e si esplorano in dettaglio le verifiche da soddisfare, consultando: entrambe le direzioni di riferimento X, Y; tutti i piani dell’edificio; entrambe le combinazioni di carico sismiche. Successivamente, si interverrà sui punti deboli dell’edificio, migliorandone le caratteristiche fisiche e meccaniche. Occorre in ogni caso valutare criticamente la traduzione in parametri numerici dei previsti interventi concreti di consolidamento: si deve sempre tener presente che un progetto di consolidamento bene impostato dovrebbe condurre ad un positivo riscontro numerico. Eccessivi interventi, ad esempio di irrigidimento o di cambiamento dell’organizzazione strutturale dell’edificio, potrebbero ‘stravolgere’ l’assetto originario dell’edificio stesso giungendo sì a numeri formalmente soddisfacenti, ma tradendo di fatto lo spirito di ‘miglioramento’ che corrisponde a un buon intervento di consolidamento (concetto che, peraltro, ha ispirato le recenti direttive di intervento per la ricostruzione antisismica in Umbria e Marche).

Talvolta può aversi il caso di Verifica Sismica totalmente soddisfatta, ma tensioni medie di compressione (di tipo statico) localmente superiori al valore ammissibile (la tensione media è calcolata con la totalità dei carichi permanente e accidentale, e la tensione ammissibile è 1/5 di quella a rottura, secondo le indicazioni del D.M. 20.11.1987). Sarebbe opportuno, in tal caso, ingrossare un po' la parete troppo compressa.

A volte si tratta però di risultati teorici. Per esempio, nel caso di incrocio di una parete avente piccola sezione trasversale con una ortogonale di dimensioni maggiori, nell'ipotesi che la parete piccola sia sottoposta a uno stato tensionale teorico (derivante dall'analisi dei carichi) maggiore rispetto all'altra parete, l'eccessiva compressione rilevata in tale paretina è nella realtà smorzata dalla connessione con la parete meno sollecitata ed in pratica la tensione nelle due pareti tende ad uniformarsi (almeno nella zona in cui si intercettano) al valore medio. La ragione fisica sta nel fatto che la distinzione in due pareti dipende dalla modellazione 'matematica', ma in effetti il nucleo resistente murario è formato congiuntamente da tutte e due le parti.



## A.10. APERTURE E CERCHIATURE IN MURATURE PORTANTI

Questa sezione de “La Teoria” si occupa di interventi locali effettuati su singole pareti murarie, relativi alla realizzazione di nuove aperture, o alla chiusura di aperture esistenti, con eventuali telai di cerchiatura e interventi di consolidamento della muratura. Frequentemente, questo tipo di analisi affianca verifiche più estese, alle quali si affida la valutazione globale della sicurezza statica e sismica dell’edificio. Le analisi locali non sono, ovviamente, meno importanti: contengono in sé il concetto del ‘miglioramento’ che comunque deve essere conseguito, ed inoltre permettono di approfondire la conoscenza del comportamento delle sottostrutture presenti nell’edificio.

Per semplicità, la numerazione delle formule (già effettuata da (1) a (137) nel capitolo A.1.) riprende qui da (1); tutti i riferimenti sono interni al capitolo A.10.

### A.10.1. RICHIAMI SULLA SCHEMATIZZAZIONE STRUTTURALE DEGLI EDIFICI IN MURATURA

Dal punto di vista strutturale, l’edificio in muratura può essere schematicamente rappresentato come insieme di elementi appartenenti a due tipologie strutturali, entrambi bidimensionali: gli orizzontamenti (i solai, con eventuali travi) e le pareti murarie portanti: queste sono tutte le pareti che definiscono lo schema resistente per carichi verticali e orizzontali. Una parete che si trova orientata parallelamente ad un’azione orizzontale, indipendentemente dalla presenza o meno di carico verticale, si definisce ‘parete di controvento’.

Sia per i solai, sia per le pareti, il comportamento strutturale può essere, con riferimento al piano medio, a lastra (per forze complanari) o a piastra (per forze ortogonali).

Nei confronti dei carichi verticali:

- i solai sono soggetti ad azioni ortogonali;
- le pareti sono soggette sia ad azioni verticali complanari, sia a forze orizzontali ortogonali dovute ad eccentricità:

dei carichi sovrastanti per disassamento delle pareti che si corrispondono fra piani inferiore e superiore;

dei carichi di solaio (in genere il carico d’appoggio viene concentrato al bordo interno).

Nei confronti dei carichi orizzontali (si faccia riferimento in particolare al sisma):

- i solai sono elementi strutturali di ‘raccolta’ delle forze orizzontali e della loro distribuzione. Queste forze sono complanari al solaio: rispetto ad esse il suo comportamento può essere o meno schematizzato come rigido (ad esempio, un solaio in laterocemento con soletta armata si può considerare infinitamente rigido, mentre un solaio in legno senza cappa di irrigidimento dovrà essere considerato deformabile).

Il solaio distribuirà le forze orizzontali sulle pareti di controvento (orientate parallelamente al sisma); se il solaio è rigido, tale ripartizione avviene proporzionalmente alle rigidezze delle pareti

stesse; nel caso di solaio deformabile, ogni parete sarà soggetta all'azione sismica della massa che vi grava direttamente, senza collaborazione reciproca con le altre pareti.

La parete di controvento si comporta a 'lastra' nei confronti delle azioni orizzontali, che sono ad essa complanari, chiamando in causa la resistenza a taglio e a flessione nel proprio piano.

Contemporaneamente, le pareti che vengono a trovarsi orientate ortogonalmente alla direzione sismica sono sollecitate da azioni orizzontali ortogonali determinate almeno dal peso proprio; si ha un comportamento a 'piastra', e viene chiamata in causa la resistenza a flessione per azioni fuori piano.

Poiché il sisma avrà direzione generica, in generale le pareti riceveranno azioni complanari e azioni ortogonali. Un'analisi globale dell'edificio deve quindi prendere in considerazione il comportamento della struttura come insieme di forze reattive sviluppate dalle pareti nel proprio piano e come effetti locali sotto le azioni ortogonali.

### A.10.2. VERIFICHE LOCALI DELLE PARETI MURARIE

A parte l'analisi globale dell'edificio in muratura (cui sono dedicati opportuni programmi di calcolo, come PC.M 98 della AEDES), alcuni interventi locali sulle pareti portanti richiedono verifiche specifiche atte ad assicurare l'idoneità delle operazioni previste, soprattutto al fine di non produrre indebolimenti o alterazioni sfavorevoli nell'organismo resistente.

Se inclusi nel contesto di una ristrutturazione completa dell'edificio, queste verifiche possono integrare le informazioni ricavate dall'analisi globale; può anche darsi il caso che nell'edificio siano previsti solo interventi di limitata estensione, e quindi, prescindendo dall'analisi globale, deve comunque essere dimostrato, nel rispetto della Normativa vigente, il miglioramento statico conseguito allo Stato di Progetto rispetto ad uno Stato Attuale (o Stato di fatto).

Fra i possibili interventi, verrà trattata anzitutto la realizzazione di un'apertura nella parete; successivamente verrà esaminata la parete globale, definendo un criterio di valutazione delle caratteristiche meccaniche della parete nel suo complesso, vista come sequenza di pieni-vuoti, che consentirà anche un confronto diretto fra l'assetto previsto ad uno Stato di Progetto e quello presente allo Stato Attuale.

Qualora ad esempio si voglia praticare, in una parete esistente, una nuova apertura riquadrata con una intelaiatura perimetrale collegata alla muratura adiacente ('cerchiatura'), si dovrà anzitutto eseguire il calcolo della cerchiatura; quindi, rivedendo la parete nel suo complesso, sarà possibile definirne il diagramma Forza-Spostamento per verificare se, con le variazioni apportate allo Stato di Progetto, sia stato effettivamente conseguito un miglioramento in termini di rigidità, forza resistente e duttilità.

### A.10.3. IL CALCOLO DELLE CERCHIATURE

#### A.10.3.1. DIMENSIONAMENTO

Quando si debba realizzare un'apertura in una parete muraria esistente, in zona sismica, occorre compensare l'effetto di indebolimento strutturale provvedendo alla cerchiatura dell'apertura a mezzo di un telaio in cemento armato o metallico collegato alla muratura adiacente, ad esempio tramite perforazioni armate (punto C.9.8.1. del D.M.16.1.1996).

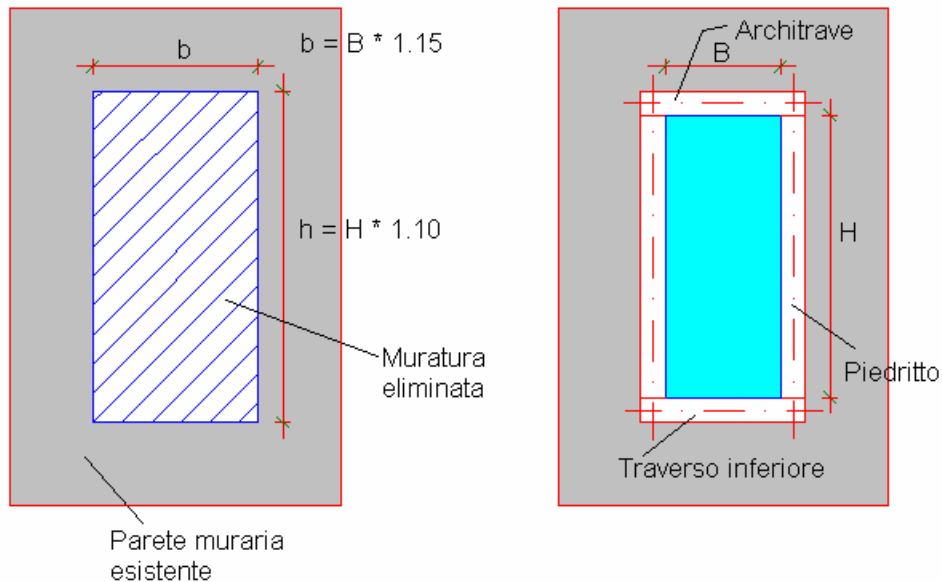
Per ‘cerchiatura’ si intende appunto un insieme di elementi strutturali, vincolati solidalmente tra loro ed alla muratura, che delimitano l'apertura in tutto il suo contorno ed hanno una funzione di contenimento; frequentemente, essa viene in pratica realizzata con un telaio chiuso in acciaio.

In questo paragrafo, il calcolo della cerchiatura verrà impostato sul ripristino della rigidezza della parete muraria in cui viene inserita l'apertura, facendo riferimento direttamente alla porzione di muratura eliminata. Un'altra metodologia prevede il ripristino della rigidezza della parete con riferimento alla globalità della parete stessa, considerando i maschi murari reagenti prima e dopo l'intervento: questo tipo di calcolo rimane compreso nella verifica della parete globale di cui si tratta al paragrafo A.10.4.

Per garantire ad apertura effettuata il ripristino della funzionalità statica della parete rispetto alla configurazione precedente, si può dunque perseguire l'equivalenza meccanica fra il telaio inserito e la parte di muratura eliminata.

Sotto l'azione di una data forza orizzontale, si impone che i due sistemi presentino lo stesso spostamento: ne deriva una uguaglianza fra la rigidezza alla traslazione del telaio (pari alla sommatoria delle rigidezze dei piedritti che lo costituiscono) e quella della muratura eliminata.

Si consideri il vano utile di dimensioni B, H da realizzare in una parete muraria esistente (fig. 143).



**Fig. 143.**

Poiché le luci B, H sono nette, occorrerà considerare una rimozione maggiore di muratura per consentire il posizionamento del telaio. Nel calcolo di progettazione (dimensionamento dei piedritti del telaio), si farà riferimento ad una muratura di larghezza ed altezza opportunamente incrementate:

$$(1) \quad b = B * 1.15, \quad h = H * 1.10$$

Nel calcolo di verifica, avendo fissato le sezioni dei piedritti del telaio, le dimensioni b, h saranno quelle effettive.

La relazione di equivalenza fra le rigidezze alla traslazione è:

$$(2) \quad (GA) / (h [ 1.2 + 2/n * (h/b)^2 ]) = 12 E \sum J / H^3$$

dove:

- nel membro a sinistra (muratura) [vedi anche la (17)]:

G = modulo di elasticità tangenziale della muratura, come indicato dalla Circ.Min.LL.PP. n.21745 del 30.7.1981; nella formula viene anche utilizzata, per la muratura, la relazione:  $E = 6 G$ ;

A = area della sezione trasversale della muratura =  $b*s$ , con  $b$ =base e  $s$ =spessore;

h = altezza di calcolo della parete muraria, pari - come suddetto - all'altezza netta del vano opportunamente incrementata;

$n$  = variabile da 3 a 12, a seconda del vincolo in sommità alla parete muraria (struttura soprastante il vano). I valori estremi sono:  $n=12$  nel caso di incastro scorrevole (ipotesi di struttura soprastante rigida, con rotazione impedita);  $n=3$  nel caso di mensola (struttura soprastante flessibile, come ad esempio nel caso di pareti poste all'ultimo piano dell'edificio con copertura soprastante in legno);  
- nel membro a destra (telaio):

$12$  = coefficiente corrispondente alla sommità dei piedritti: si ipotizza sempre che questa trasli rigidamente, in virtù della connessione fra le aste del telaio e fra questo e la muratura adiacente;  
 $E$  = modulo di elasticità del materiale costituente il telaio (acciaio o c.a.);  
 $H$  = altezza di calcolo dei piedritti, pari all'altezza netta del vano;  
 $\Sigma J$  = sommatoria dei momenti d'inerzia di tutti i piedritti del telaio.

Nel calcolo di progettazione, dalla (2) si ricava  $\Sigma J$ , dimensionando così la sezione del piedritto; nel calcolo di verifica, con riferimento ai termini della (2), dovrà aversi che la rigidezza alla traslazione del telaio risulti maggiore o uguale di quella del pannello murario eliminato.  
Per quanto riguarda l'architrave, sarà opportuno scegliere una sezione uguale o staticamente simile al piedritto.

Il traverso inferiore potrà essere costituito da una membratura analoga ai piedritti e all'architrave, oppure, nel caso di telai metallici, da un largo piatto (ad esempio, se l'apertura è una porta può essere impossibile ricavare alla base la cavità necessaria per il posizionamento di un profilato): il tipo di traverso concorrerà a determinare lo schema statico per la verifica del telaio di cerchiatura.

Definite le sezioni delle aste del telaio, il passo successivo consiste nel determinare il carico verticale agente sull'architrave. Conseguentemente, si ricaverà la forza orizzontale sismica. Note le azioni, sarà infine possibile eseguire la verifica strutturale completa del telaio.

#### A.10.3.2. CARICO APPLICATO SULL'ARCHITRAVE E AZIONI SUL TELAIO

Per la valutazione del carico agente sull'architrave del telaio, vengono seguite le indicazioni della norma DIN 1053 (dicembre 1952).

Si ipotizza che sopra all'architrave si generi un effetto di volta scaricantesi ai lati: pertanto, si considera gravante sull'architrave solo il peso del muro incluso in un triangolo equilatero avente come base la luce dell'architrave 'b' (fig. 144).

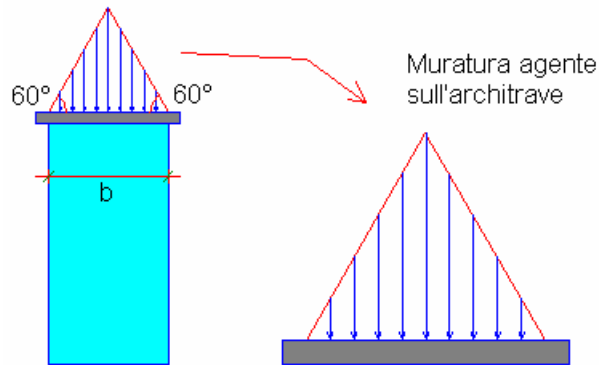


Fig. 144.

Se entro il detto triangolo agiscono sulla muratura dei carichi uniformemente distribuiti (ad es. solai), questi vengono considerati solo per la parte che si trova entro i limiti del triangolo (fig. 145).

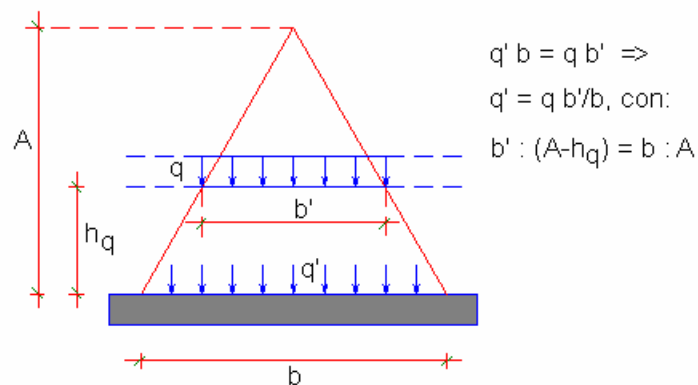


Fig. 145.

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 figura con tratteggio.

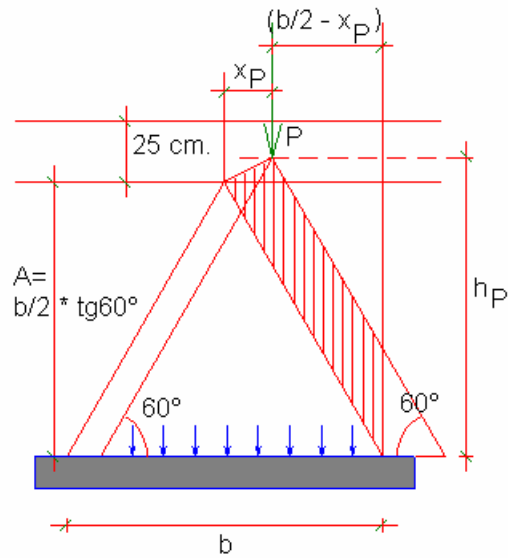


Fig. 146.

Si vuole determinare il carico complessivamente agente sull'architrave.

Il peso proprio della muratura fornisce un contributo pari a (vd. fig. 144):

$$(3) \quad Q_1 = \gamma s * b A / 2$$

dove:

$\gamma$  = peso specifico della muratura;

$s$  = spessore della muratura;

$b, A$  = base e altezza del triangolo equilatero.

Al carico di solaio compete una risultante pari a (vd. fig. 145):

$$(4) \quad Q_2 = q * (A - h_q) / A * b$$

Il carico concentrato ed il peso della muratura da esso definita forniscono (fig. 146):

$$(5) \quad Q_3 = P + \gamma s * [ (A + h_P) / 2 * x_P + (b/2 - x_P) * [ 2 h_P - (b/2 - x_P) \operatorname{tg} 60^\circ ] / 2 - b A / 4 ]$$

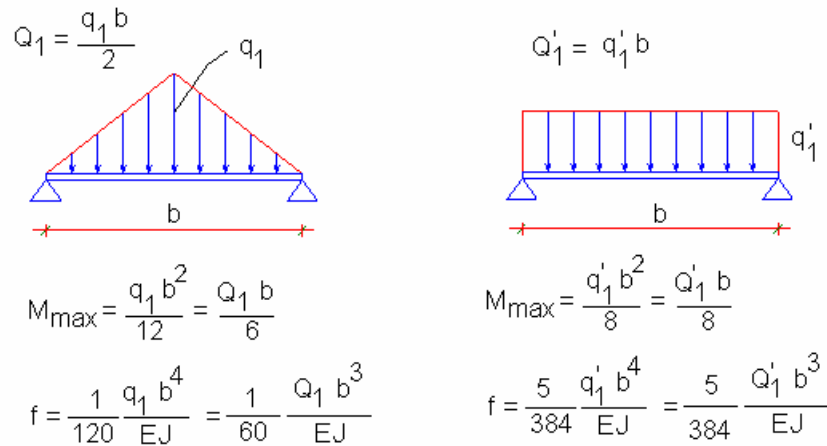
Infine, il carico dovuto al peso proprio dell'architrave (p.p.=peso proprio lineare dell'architrave) è pari a:

$$(6) \quad Q_4 = (p.p.) * b$$

Il carico complessivamente agente sull'architrave è quindi dato dalla somma dei 4 contributi (3), (4), (5), (6):

$$(7) \quad Q = \Sigma Q_i$$

Trattandosi della risultante, occorre definirne la distribuzione sulla luce dell'architrave: si ipotizza che il carico si distribuisca uniformemente. Tuttavia, con riferimento alla distribuzione triangolare del peso proprio della muratura, corrispondente al carico (3), si può operare una correzione in modo da considerare un carico uniforme fittizio che produca in mezzeria lo stesso momento dato dalla distribuzione triangolare.



**Fig. 147.**

Dai noti schemi riportati in fig. 147, si ricava:

$$(8) \quad Q'_1 b / 8 = Q_1 b / 6 \Rightarrow Q'_1 = 4/3 Q_1 = 1.33 Q_1$$

Introducendo quindi il coefficiente correttivo (4/3) nella (3), si ottiene l'espressione 'corretta' della risultante da distribuire uniformemente sull'architrave:

$$(9) \quad Q' = \gamma s * [ 4/3 * b A / 2 - b A / 4 + (A + h_p)/2 * x_p + (b/2 - x_p) * [ 2 h_p - (b/2 - x_p) \operatorname{tg} 60^\circ ] / 2 ] + q b (A - h_q) / A + P + (p.p.) * b$$

Ai fini del calcolo della cerchiatura, il carico agente sull'architrave è dato quindi da:



$$(10) \quad q = Q' / b$$

La forza sismica è da calcolarsi con riferimento al carico (7) senza coefficiente correttivo:

$$(11) \quad F = C * R * \varepsilon * \beta * I * Q = (S - 2) / 100 * R * \varepsilon * \beta * I * Q$$

dove:

C = coefficiente d'intensità sismica;

R = coefficiente di risposta;

$\varepsilon$  = coefficiente di fondazione;

$\beta$  = coefficiente di struttura;

I = coefficiente di protezione.

A questo punto, note le azioni sulla cerchiatura, rimane il compito di risolvere lo schema statico della cerchiatura stessa per determinare le caratteristiche di sollecitazione e quindi eseguire le verifiche di resistenza.

Quanto esposto in questo paragrafo può essere utilizzato anche per il calcolo di una semplice architrave: in tal caso, si avranno taglio e momento dati da:

$$(12) \quad T = Q / 2, \quad M = Q' b / 8$$

dove per il taglio si fa riferimento alla risultante effettiva, mentre per il momento si considera il carico fittizio corrispondente alla distribuzione uniforme 'equivalente' alla triangolare.

Si osservi che l'equivalenza statica tra la distribuzione di carico uniforme e quella triangolare potrebbe essere ottenuta anche con riferimento alla deformazione, anziché alla sollecitazione flettente. In tal caso, facendo riferimento alla fig. 147, si otterrebbe:

$$(13) \quad \begin{aligned} 5/384 * Q_1' b^3 / EJ &= 1/60 * Q_1 b^3 / EJ \\ \Rightarrow Q_1' &= 32/25 Q_1 = 1.28 Q_1 \end{aligned}$$

e risulta quindi a favore di sicurezza adottare la (8) ai fini della determinazione del carico staticamente 'equivalente'.

Sia nel caso della cerchiatura, sia per una semplice architrave, deve comunque condursi anche la verifica di deformabilità, per la quale si adotta l'effettivo valore della freccia, fornito dal contributo deformativo del carico triangolare e degli altri carichi considerati uniformi:

$$(14) \quad \begin{aligned} f &= 1/60 * Q_1 b^3 / EJ + 5/384 * (Q_2 + Q_3 + Q_4) b^3 / EJ \\ \Rightarrow f &= b^3 / EJ * [ 1/60 Q_1 + 5/384 * (Q_2 + Q_3 + Q_4) ] \end{aligned}$$

### A.10.3.3. VERIFICA DEL TELAIO

Noti il carico distribuito  $q$ , definito dalla (10), e la forza orizzontale  $F$ , data dalla (11), agenti in corrispondenza dell'architrave, per eseguire la verifica del telaio di cerchiatura rimane la determinazione dello schema statico.

Consideriamo due casi di riferimento, definiti dalla tipologia del traverso inferiore.

(a) Se il traverso inferiore è staticamente simile alle altre aste (ad esempio, è costituito dallo stesso profilato metallico), si può assumere lo schema statico di portale doppiamente incastrato (fig. 148).

(b) Se il traverso inferiore è un largo piatto in lamiera metallica, vincolato alla struttura sottostante mediante ‘spillature’, si ipotizza che i vincoli di base consentano la rotazione; le reazioni orizzontali di tali vincoli possono essere utilizzate per la determinazione del taglio agente sulle spillature (fig. 151)

Lo schema statico scelto deve essere risolto per entrambi i casi elementari (carico verticale e forza orizzontale); quindi, si devono considerare le due seguenti combinazioni di carico:

1. Solo carichi verticali (verifica per carichi di esercizio);
2. Carichi verticali + Forza orizzontale (verifica sotto azione sismica).

Di ognuna delle due combinazioni, per la verifica della cerchiatura occorrono le seguenti azioni:

- sforzo normale, taglio e momento nei piedritti;
- taglio e momento nell'architrave.

Note le caratteristiche di sollecitazione, la verifica strutturale viene condotta confrontando le massime tensioni con i valori ammissibili corrispondenti al materiale costituente il telaio.

Nel caso (b), per la combinazione di carico sismica, le reazioni orizzontali ai vincoli determinano il taglio agente sulle spillature, necessario per il loro dimensionamento: è immediato constatare che tale taglio è teoricamente pari al valore della forza orizzontale.

Nella pratica, il telaio verrà collegato alla muratura adiacente, in corrispondenza dei piedritti, tramite zancature o perforazioni armate diffuse che assicurano la collaborazione fra i due sistemi; a favore di sicurezza, questi vincoli ‘diffusi’ non vengono schematizzati nel telaio. In virtù della loro presenza, per i piedritti si ritengono non significative le verifiche di stabilità a carico di punta.

### A.10.3.3.1. PORTALE DOPPIAMENTE INCASTRATO

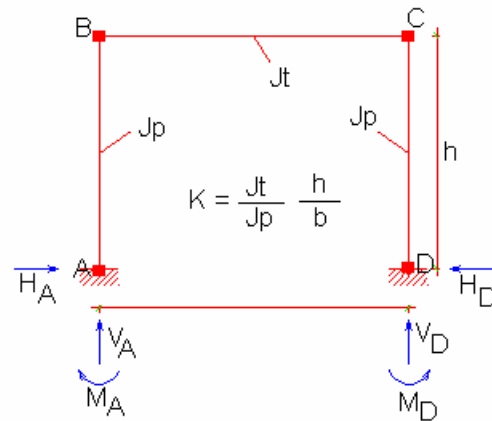


Fig. 148.

Le formule risolutive del telaio soggetto a carico agente sul traverso superiore (l'architrave della cerchiatura) sono date in fig. 149 per un carico verticale uniformemente distribuito, ed in fig. 150 per una forza orizzontale.

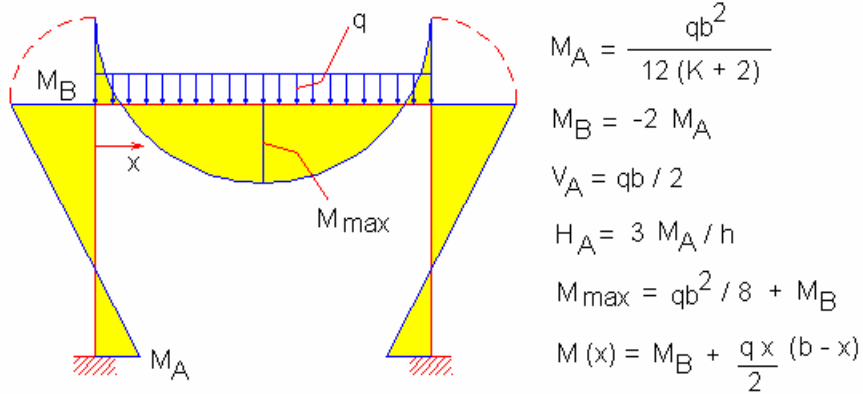


Fig. 149.

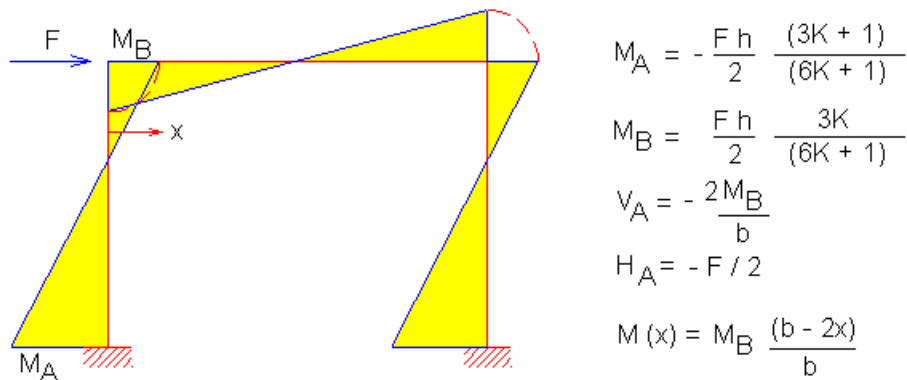


Fig. 150.

#### A.10.3.3.2. PORTALE INCERNIERATO

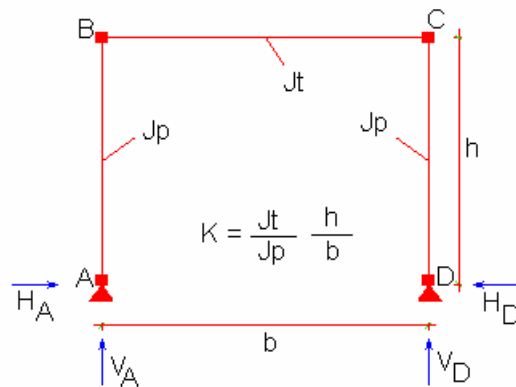


Fig. 151.

Le formule risolutive del telaio soggetto a carico agente sul traverso superiore (l'architrave della cerchiatura) sono date in fig. 152 per un carico verticale uniformemente distribuito, ed in fig. 153 per una forza orizzontale.

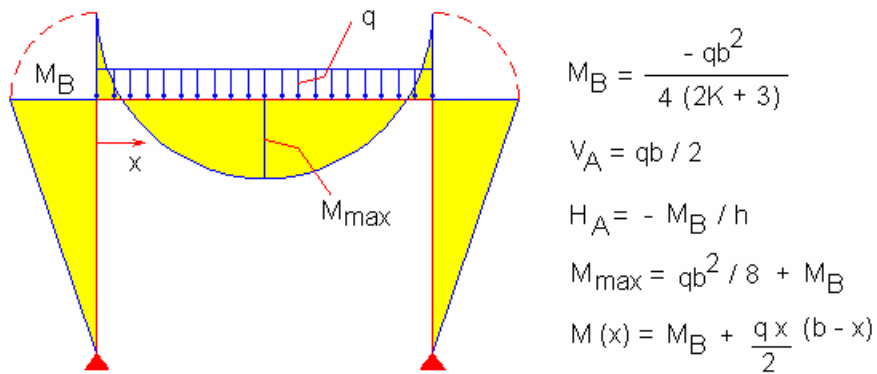


Fig. 152.

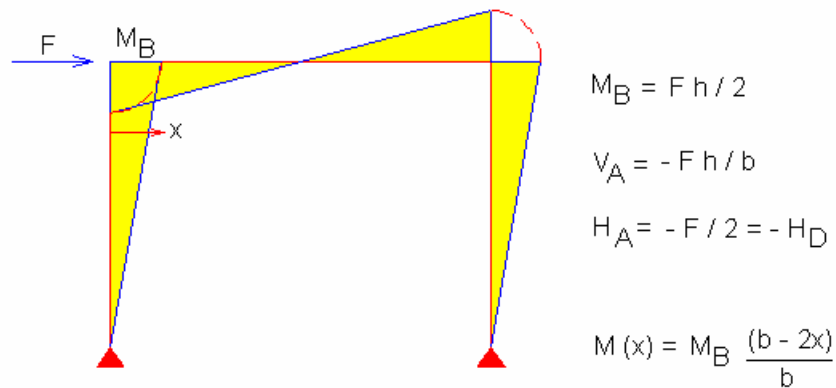


Fig. 153.

#### A.10.3.3.3. COMBINAZIONI DI CARICO

Per la condizione di carico a soli carichi verticali, le formule risolutive sono direttamente quelle riportate in fig. 149 o in fig. 152, a seconda dello schema statico.

Per la combinazione di carico Carichi verticali + Forza orizzontale, ossia per la verifica del telaio sotto azione sismica, le caratteristiche di sollecitazione si determinano con il principio di sovrapposizione degli effetti.

Per quanto riguarda i massimi momenti nell'architrave, in fig. 154 sono riportate le espressioni, per momento positivo e negativo, valide per entrambi gli schemi statici di riferimento.

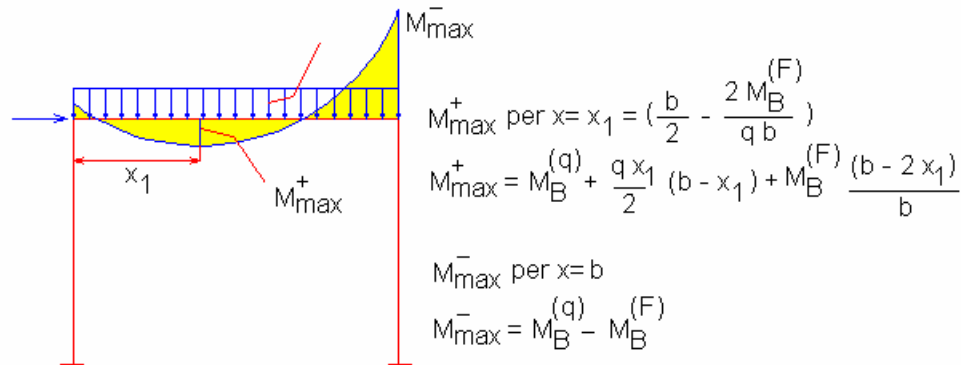


Fig. 154.

#### A.10.4. IL CALCOLO DI UNA PARETE IN MURATURA

Si definisce ‘parete’ una superficie di muratura portante, posta nel piano verticale, situata ad un particolare piano dell’edificio: questa ‘parete’ può essere definita, al contorno, dai piani superiore e inferiore e - ai lati - dalle pareti ortogonali che la intersecano (fig. 155).

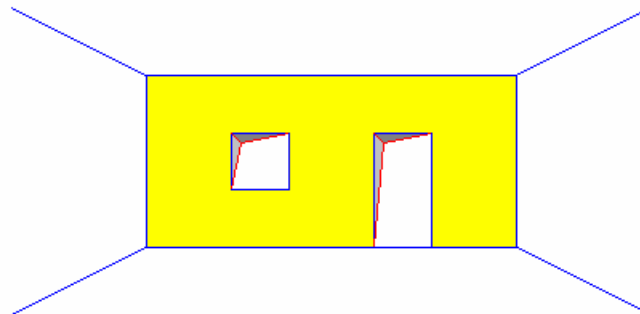
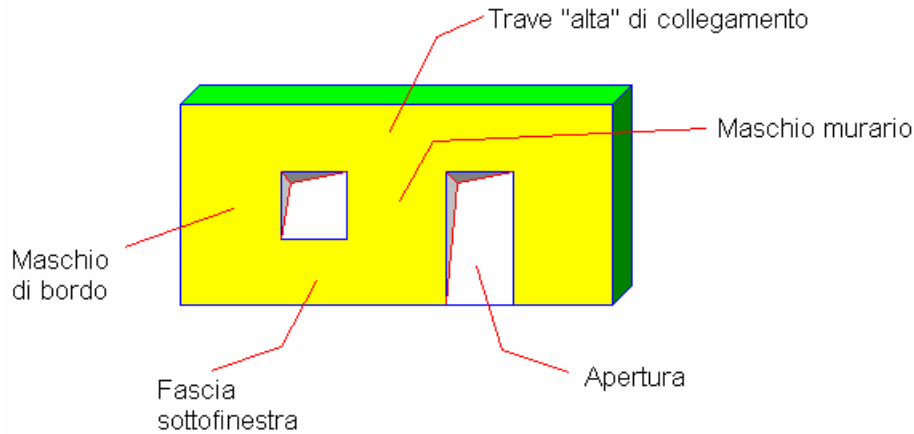


Fig. 155.

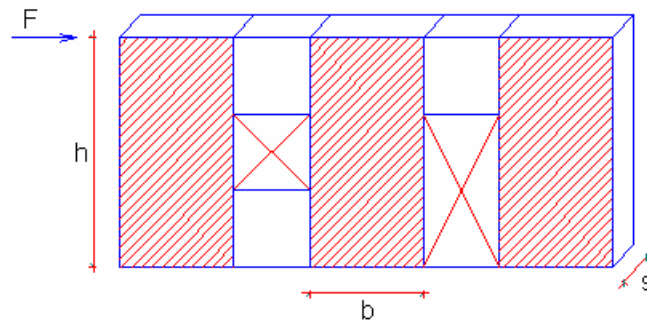
L’analisi strutturale della parete soggetta a carichi verticali e forze orizzontali agenti nel proprio piano può condursi con il metodo agli elementi finiti: la parete forata, con o senza cerchiature, deve essere sottoposta ad analisi non lineare per determinarne rigidezza elastica, resistenza ultima e duttilità. Data la complessità di questa procedura, si propone un criterio alternativo per lo studio del comportamento della parete: questa viene vista come assemblaggio di alcuni semplici componenti.

Gli elementi strutturali significativi che si possono evidenziare nella parete sono: maschi murari, aperture, fascia muraria sopra le aperture (talora detta: ‘trave alta’ di collegamento; contiene le cosiddette ‘strisce’, elementi di collegamento fra maschi murari consecutivi), fasce murarie sottofinestra (fig. 156).



**Fig. 156.**

I principali elementi resistenti sono i maschi murari; la parete sottoposta ad un'azione orizzontale può essere vista composta da maschi reagenti in parallelo (fig. 157).



**Fig. 157.**

I maschi murari, rappresentabili schematicamente come elementi monodimensionali, si suppongono incastrati alla base e collegati in sommità dalla ‘trave alta’. Sotto l'azione della forza orizzontale, i maschi si deformano diversamente a seconda che la sommità della parete possa considerarsi rigida oppure flessibile (fig. 158): si hanno quindi diversi valori della componente flessionale della rigidezza alla traslazione. Nel caso rigido il vincolo superiore è un incastro

scorrevole ( $n=12$ ); nel caso flessibile il maschio si comporta a mensola ( $n=3$ ).

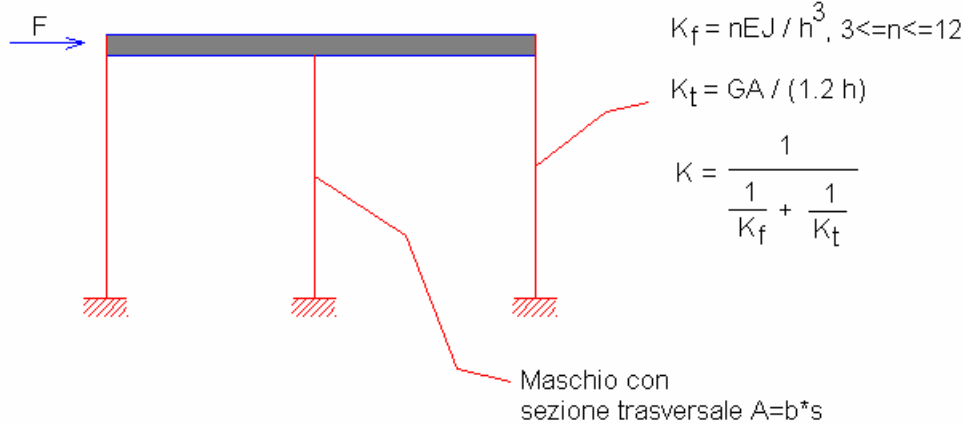


Fig. 158.

#### A.10.4.1. COMPORTAMENTO STRUTTURALE DEL SINGOLO MASCHIO MURARIO

Consideriamo il singolo maschio sottoposto all'azione di una forza orizzontale (fig. 159).

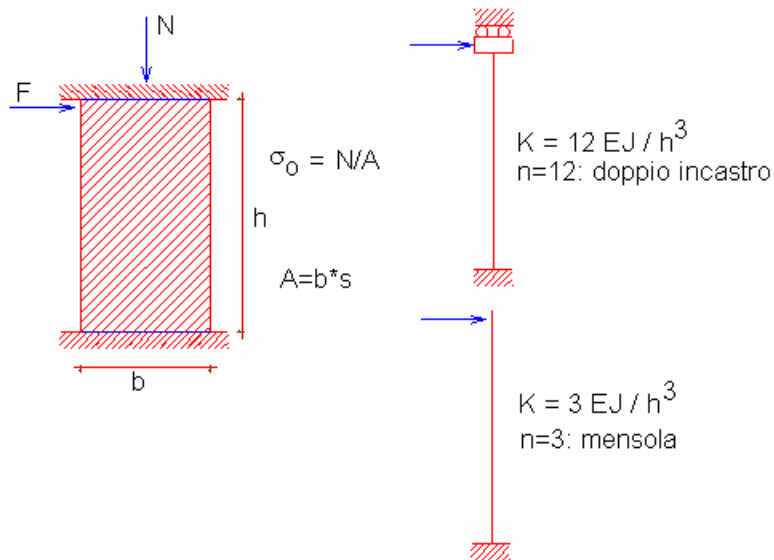


Fig. 159.

Lo spostamento in sommità, componendo la deformazione flessionale e tagliante, è dato dalla



(15).

$$(15) \quad \delta = \delta_M + \delta_T = F h^3 / (n EJ) + \chi Fh / (GA), \quad \chi = 1.2, \quad 3 \leq n \leq 12$$

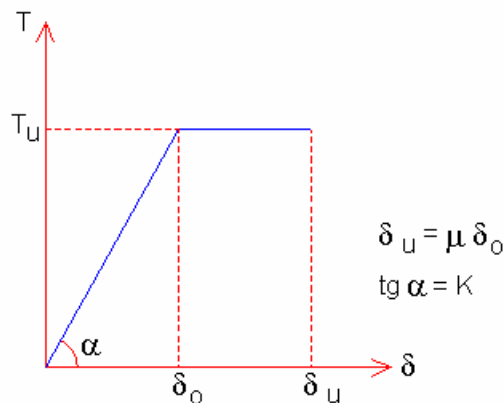
Ponendo lo spostamento uguale a 1, si ottiene il valore della rigidezza alla traslazione:

$$(16) \quad K = 1 / [ h^3 / (n EJ) + 1.2 h / (GA) ]$$

La (16) può essere sviluppata utilizzando la relazione:  $E = 6 G$ , indicata dalla Normativa per questa tipologia strutturale, e le espressioni dell'area e del momento d'inerzia; si può così ricavare la (17) [utilizzata al paragrafo precedente nella (2)].

$$(17) \quad K = GA / [ h * ( 1.2 + 2/n * (h/b)^2 ) ], \quad 3 \leq n \leq 12$$

La rigidezza elastica alla traslazione è uno dei tre parametri necessari per la definizione del comportamento strutturale del maschio murario. Infatti, assumendo una legge costitutiva elasto-plastica (rappresentata dal diagramma Forza-Spostamento (fig. 160), occorrono i seguenti tre parametri:



**Fig. 160.**

- la rigidezza elastica  $K$ , espressa dalla (17), che fornisce la pendenza del tratto inclinato del diagramma (campo elastico);
  - la forza ultima  $T_u$ , che rappresenta la resistenza a taglio del maschio (18), espressa in funzione della tensione tangenziale caratteristica della muratura e della tensione normale (cioè del carico verticale applicato);
  - la duttilità  $\mu$ , pari al rapporto tra spostamento ultimo  $\delta_u$  e spostamento al limite elastico  $\delta_o$  (19).
- I valori della tensione tangenziale caratteristica e della duttilità della muratura devono essere sperimentalmente ricavati in base alla tipologia della muratura stessa. La Normativa

(Circ.Min.LL.PP. n.21745 del 30.7.1981) fornisce i valori di riferimento di questi parametri, per alcune fra le più diffuse tipologie di muratura. La duttilità risulta compresa fra 1.5 e 2.0, mentre la tensione tangenziale caratteristica varia da 2 t/mq (0.2 kg/cmq) fino a 24 t/mq (2.4 kg/cmq). La Normativa indica anche una relazione diretta fra la  $\tau_k$  ed il modulo di elasticità tangenziale G:  $G = 1100 * \tau_k$ .

$$(18) \quad T_u = A \tau_k \sqrt{[1 + \sigma_o / (1.5 \tau_k)]}$$

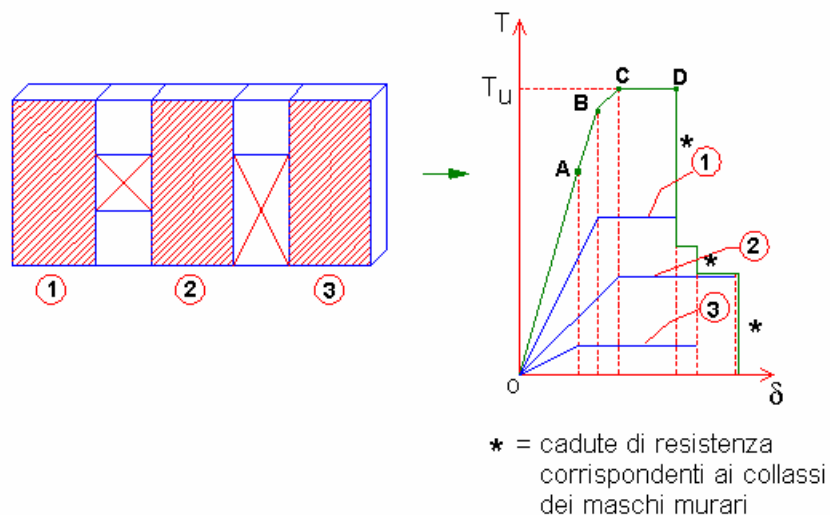
$$(19) \quad \mu = \delta_u / \delta_o$$

Noti: la geometria del maschio murario (b,s,h), la tipologia della muratura ( $\tau_k$ , G,  $\mu$ ), il carico verticale ( $\sigma_o$ ), il diagramma Forza-Spostamento risulta completamente definito.

#### A.10.4.2. COMPORTAMENTO STRUTTURALE DELLA PARETE COMPOSTA DA PIU' MASCHI MURARI

Il comportamento strutturale della parete, costituita da più maschi in parallelo, viene definito a partire da quello dei singoli maschi.

Sotto l'azione di una forza orizzontale agente globalmente, la parete presenta uno spostamento comune a tutti i maschi. Ognuno reagisce con una forza dipendente dalla propria rigidità alla traslazione. Pertanto, il diagramma Forza-Spostamento della parete si ottiene sommando i contributi resistenti di ciascun maschio (fig. 161).



**Fig. 161.** Diagramma Forza-Spostamento globale.

Grazie al diagramma globale Forza-Spostamento, è possibile, noto il valore della forza orizzontale, ricavare il corrispondente spostamento della parete, mentre i vari contributi resistenti dei maschi murari vengono letti sui rispettivi diagrammi.

Per fissare le idee, si faccia riferimento al diagramma in fig. 161, costruito per l'esempio di 3 maschi di fig. 157. Supponiamo che i singoli diagrammi Forza-Spostamento dei maschi siano quelli riportati in figura; vogliamo costruire il diagramma complessivo che descrive il comportamento della parete.

Fino al punto A si sommano i contributi resistenti elastici dei tre maschi. La fine della fase elastica è determinata dal raggiungimento del limite elastico per il maschio n.3.

Il punto B è caratterizzato dal raggiungimento del limite elastico per il maschio n.1; il punto C è determinato dal limite elastico del maschio n.2.

Successivamente, inizia un tratto orizzontale (fase perfettamente plastica): la forza corrispondente è la massima sviluppabile dalla parete nel suo complesso, ed è quindi la resistenza ultima della parete stessa.

Il tratto orizzontale termina in D, dove viene a mancare il contributo del maschio n.1, giunto a rottura. Proseguendo oltre questo punto, il diagramma presenta scalini corrispondenti alle successive cadute di resistenza degli altri due maschi.

#### **A.10.4.3. VERIFICA DI UN INTERVENTO DI MIGLIORAMENTO SULLA PARETE**

In un edificio esistente in muratura, si consideri lo Stato Attuale di una data 'parete' (costituita da un insieme di maschi, con eventuali aperture), con geometria, vincoli, carichi verticali, materiali murari noti. Per questa parete, è possibile costruire, secondo i criteri esposti al paragrafo precedente, il diagramma di comportamento Forza-Spostamento.

A seguito di esigenze statiche e/o architettoniche, la parete può essere oggetto di vari tipi d'intervento, come ad esempio:

- variazioni sui carichi verticali (ad esempio, cambiando l'orditura dei solai del piano sovrastante);
- variazioni di vincolo (ad esempio, irrigidendo l'orizzontamento sovrastante);
- variazioni nei materiali murari (ad esempio, consolidamento della muratura esistente tramite tecniche di miglioramento delle caratteristiche meccaniche, ossia incremento della duttilità e/o della resistenza a taglio, come nel caso di iniezioni cementizie o realizzazione di intonaco armato);
- rafforzamento dei vani esistenti nella muratura (porte, finestre) attraverso la realizzazione di intelaiature chiuse ('cerchiature') in acciaio o in cemento armato, collegate alla muratura adiacente;
- variazioni di geometria (cambiamenti nella sequenza di parti 'piene' e 'vuote', con disposizione dei maschi allo Stato di Progetto diversa rispetto allo Stato Attuale) in seguito alla tamponatura di vani esistenti e/o alla realizzazione di nuove aperture, che possono essere delimitate da opportune 'cerchiature';

## A.8. Esempi di Studio e Progettazione con “PC.M”

---

- variazioni di geometria sulle pareti ortogonali che definiscono i bordi estremi della parete in oggetto, con conseguente cambiamento dell'estensione della parete stessa e del numero dei maschi e/o delle aperture (ad esempio, posizionamento di un nuovo muro trasversale all'interno della luce della parete).

Tutti questi tipi di intervento, considerati singolarmente o in varie combinazioni tra di loro, richiedono una progettazione strutturale che dimostri, mediante calcolo, il miglioramento della situazione finale (Stato di Progetto) rispetto a quella iniziale (Stato Attuale). Costruendo i diagrammi corrispondenti alle due configurazioni prima e dopo l'intervento, sarà possibile dimostrare come, ad intervento avvenuto, sia stato conseguito un miglioramento in termini di rigidezza, di resistenza alle azioni orizzontali e di duttilità.

Quando nella parete siano presenti telai metallici o in c.a., anche per la realizzazione di cerchiature di aperture, i loro piedritti verranno considerati come elementi strutturali in parallelo ai maschi (per la costruzione del corrispondente Diagramma Forza-Spostamento vedi paragrafo A.10.4.).

Più in dettaglio, la verifica della parete complessiva si conduce secondo i seguenti punti.

1. Costruzione dei diagrammi Forza-Spostamento, per ogni singolo componente e per la parete globale, allo Stato Attuale e allo Stato di Progetto.

2. Confronto fra i due diagrammi globali con definizione dei seguenti coefficienti di sicurezza:

2a) Coefficiente di Rigidezza: pari al rapporto tra la rigidezza alla traslazione tra Stato di Progetto e Stato Attuale, deve essere  $\geq 1$ .

2b) Coefficiente di Forza Ultima: analogamente al precedente, deve aversi che il rapporto fra le forze ultime sia  $\geq 1$ .

2c) Coefficiente di Duttilità: ad ognuna delle due configurazioni di riferimento della parete (Stato Attuale e Stato di Progetto) viene attribuita una duttilità 'globale' pari alla minore duttilità fra tutti i componenti della parete in quella configurazione. Il rapporto fra duttilità allo Stato di Progetto e duttilità allo Stato Attuale deve essere  $\geq 1$ .

2d) Ai tre controlli precedenti è possibile affiancare un quarto coefficiente di sicurezza, definito dal minimo scostamento del diagramma allo Stato di Progetto da quello allo Stato Attuale, interpretato come minimo rapporto tra forza di Progetto e forza Attuale, valutato passo-passo sui valori progressivi dello spostamento.

Affinché sia effettivamente conseguito un miglioramento in ogni fase della sollecitazione sismica, è auspicabile che il diagramma di Progetto inviluppi quello Attuale: pertanto, questo coefficiente deve preferibilmente assumere anch'esso valore  $\geq 1$ . Tuttavia, il suo valore può essere trascurato qualora tutte e tre le verifiche precedenti siano soddisfatte e il diagramma allo Stato di Progetto inviluppi quello Attuale almeno per spostamenti fino a quello corrispondente alla forza ultima di

Progetto (in pratica, ciò equivale a trascurare l'andamento del diagramma nella zona di caduta della resistenza dopo il raggiungimento della forza ultima).

E' importante osservare che le soluzioni progettuali di intervento sulle pareti murarie, soprattutto nel caso di posizionamento di nuovi elementi strutturali (come le cerchiature), devono essere opportunamente calibrate.

In generale, oltre ad assicurare l'involuppo del diagramma Forza-Spostamento Attuale da parte di quello di Progetto, una buona configurazione finale dovrebbe mostrare che non si verificano crisi di elementi resistenti quando altri non hanno ancora raggiunto la propria forza ultima: questo fatto è qualitativamente espresso dai diagrammi in fig. 162.

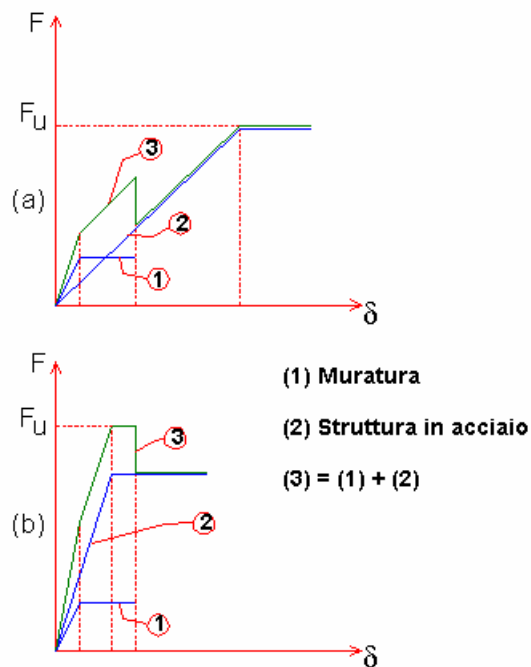


Fig. 162.

Nella figura, si rappresenta il diagramma Forza-Spostamento di una parete in muratura consolidata con una struttura in acciaio. Nel caso (a) la struttura in acciaio, pur garantendo il raggiungimento globale di una maggiore forza ultima, è troppo deformabile e si arriva al collasso della muratura prima di attingere la massima resistenza. Il collasso della muratura può causare un evento traumatico tale da rendere del tutto teorico il successivo incremento di resistenza da parte della nuova struttura di consolidamento.

## A.8. Esempi di Studio e Progettazione con “PC.M”

---

Nel caso (b), invece, la struttura in acciaio appare correttamente dimensionata sia per resistenza, sia per rigidità, garantendo un funzionamento del complesso strutturale decisamente migliore.

### A.10.4.4. I PIEDRITTI DEI TELAI

Per la costruzione del diagramma globale Forza-Spostamento della parete occorrono i corrispondenti diagrammi dei singoli componenti. Per quanto riguarda i maschi murari, la procedura è stata illustrata al paragrafo A.10.4.1.

Nel caso di elementi in c.a. o acciaio, occorre definirne il comportamento elasto-plastico attraverso opportuni criteri di costruzione del diagramma.

In questo paragrafo, facciamo riferimento al caso dei piedritti dei telai, che possono essere presenti nella parete ad esempio come componenti di cerchiature per aperture.

La rigidità alla traslazione del piedritto è espressa da:

$$(20) \quad K = 12 EJ / h^3$$

dove:

J = momento d'inerzia della sezione trasversale del piedritto nella direzione della sollecitazione (cioè della forza orizzontale). Nel caso di piedritto composito, formato da 'n' ritti aventi stessa sezione, ugualmente orientata, il momento d'inerzia deve ovviamente essere moltiplicata per 'n';  
h = altezza del piedritto.

Per la costruzione del diagramma Forza-Spostamento del piedritto è necessario definire un limite elastico; a tal fine, possiamo procedere nel seguente modo.

L'espressione della tensione normale per un piedritto sottoposto a carico verticale N e forza orizzontale F, vincolato in sommità con un incastro scorrevole (per cui:  $M = F h / 2$ ) è:

$$(21) \quad \sigma = N/A + M/W = N/A + F h / (2 W)$$

dove:

A = area della sezione trasversale del piedritto;

W = modulo di resistenza della sezione del piedritto nella direzione della sollecitazione. Nel caso di piedritto composito, formato da 'n' ritti aventi stessa sezione, ugualmente orientata, il modulo di resistenza deve ovviamente essere moltiplicata per 'n'.

Nella (21) si prescinde da fenomeni di instabilità, poiché nella pratica la membratura in c.a. o in acciaio verrà collegata alla muratura con vincoli diffusi.

Il termine a compressione risulta in genere sensibilmente inferiore rispetto a quello flessionale, in considerazione del fatto che si vuole determinare un limite elastico e quindi la forza orizzontale che produce flessione avrà un valore elevato.

Per semplicità quindi si prescinde dal termine a compressione; ne segue l'espressione della forza

orizzontale in funzione della tensione normale:

$$(22) \quad F = 2 W \sigma / h$$

#### A.10.4.4.1. PIEDRITTI IN ACCIAIO

Per i piedritti in acciaio, considerando la tensione di snervamento  $\sigma_y$ , si ottiene l'espressione della Forza ultima:

$$(23) \quad F_u = 2 W \sigma_y / h$$

dove:

W = modulo di resistenza del profilato utilizzato, nella direzione di sollecitazione. Nel caso di piedritto composito, formato da 'n' ritti aventi stessa sezione, ugualmente orientata, la forza ultima deve ovviamente essere moltiplicata per 'n'.

Per giustificare l'uso della  $\sigma_y$  nella (23) occorre fare riferimento alla Normativa vigente per le strutture in c.a. e in acciaio: D.M. 9.1.1996. In tale norma, la tensione di snervamento  $f_y (= \sigma_y)$ , che segna il limite elastico, è utilizzata per definire la resistenza di calcolo  $f_d$  della membratura in acciaio (punto 4.0.2. Sezione II):  $f_d$  è infatti data da  $f_y$  divisa per il coefficiente di sicurezza  $\gamma_m$ .

Risulta:  $\gamma_m = 1.0$  per lo Stato Limite elastico della sezione (punto 4.0.3.1.).

Per gli acciai di tipo Fe360, Fe430, Fe510, si ha rispettivamente:  $\sigma_y = 2400, 2800, 3600$  kg/cmq.

Note la rigidezza (20) e la forza ultima (23), lo spostamento al limite elastico è dato da:

$$(24) \quad \delta_{el} = F_u / K$$

Nel diagramma di comportamento del pilastro in acciaio, oltre lo spostamento al limite elastico si considera un tratto orizzontale indefinito. In pratica ciò corrisponde a non individuare uno spostamento di collasso, dal momento che il pilastro in acciaio si trova inserito in un organismo murario che presenta valori ben più bassi di spostamento al limite di collasso.

Riassumendo: l'acciaio si considera in fase elastica fino al raggiungimento del punto di coordinate  $(\delta_{el}-F_u)$ , oltre il quale avrà comportamento indefinitamente plastico ( $F_u$  costante per spostamenti in aumento), e cesserà di fornire il contributo alla resistenza al momento in cui si verifica il collasso degli elementi murari con cui il pilastro in acciaio si trova ad interagire.

Adottando per l'acciaio questa schematizzazione, senza riferimento allo spostamento ultimo di collasso, non ha significato definire una 'duttilità'.

#### A.10.4.4.2. PIEDRITTI IN CEMENTO ARMATO

Per i piedritti in c.a. si conduce un ragionamento analogo a quelli in acciaio. Nella (21) è sufficiente sostituire  $\sigma$  con il seguente valore:

$$(25) \quad \sigma_o = 0.85 f_{cd} = 0.85 * 0.83 R_{ck} / \gamma_c = 0.70 * R_{ck} / \gamma_c$$

dove, con considerazioni analoghe a quelle esposte per l'acciaio, si può assumere  $\gamma_c = 1.0$  (punto 4.0.2. del D.M. 9.1.1996).

In particolare, per  $R_{ck} = 300 \text{ kg/cm}^2$ , si ha:  $\sigma_o = 210 \text{ kg/cm}^2$ .

Si ottiene pertanto l'espressione della Forza ultima:

$$(26) \quad F_u = 2 W \sigma_o / h, \quad W = s b^2 / 6$$

Per quanto la rigidezza alla traslazione, conviene utilizzare la formula completa del contributo a flessione e a taglio, analoga alla (16), considerando  $n=12$  per l'ipotesi di vincolo di doppio incastro (ovviamente,  $G$  ed  $E$  devono essere i valori corrispondenti al cemento armato).

Lo spostamento al limite elastico, infine, è analogo alla (24).

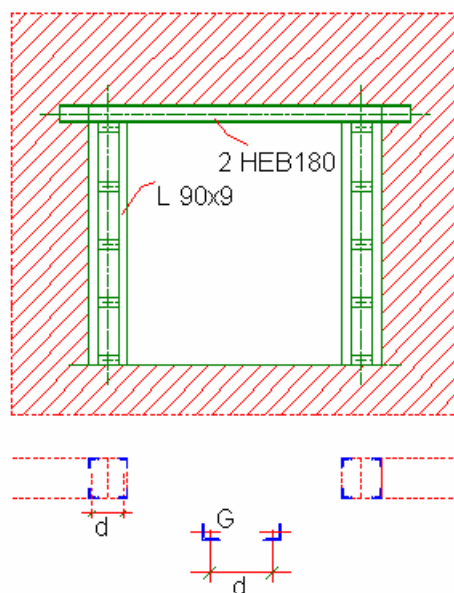
Con questa formulazione, il momento ultimo dei pilastri in c.a. - e di conseguenza la forza ultima orizzontale -, utilizzato nella sezione delle verifiche delle pareti (elaborazione del diagramma forza-spostamento), risulta indipendente dall'armatura effettiva del pilastro, e calcolato per un valore medio di armatura pari a circa il 2% dell'area della sezione (ricordiamo che, secondo Normativa, l'armatura del pilastro è compresa fra lo 0.3% e il 6%). Questa posizione consente uno svolgimento rapido dei calcoli, ma ha il difetto di non far variare il risultato variando l'armatura. Se quindi si desidera un risultato più esatto, si può eseguire il calcolo esatto del momento ultimo a flessione, risolvere la sezione rettangolare del pilastro con la sua specifica armatura allo stato limite ultimo, sottoposta a flessione, determinando il momento ultimo e la conseguente forza ultima ( $F_u = 2 M_u / h$ , nello schema di doppio incastro). Cambiando l'armatura, cambia anche la forza ultima sviluppabile dal pilastro e quindi il risultato della verifica della parete contenente la cerchiatura in cemento armato; le variazioni sono tuttavia di ordine di grandezza contenuto: per tale motivo, anche in considerazione degli altri fattori di approssimazione, il calcolo viene spesso eseguito ipotizzando a priori una certa percentuale fissa d'armatura.

#### A.10.4.5. PILASTRI CALASTRELLATI CON ANGOLARI

Un frequente intervento di consolidamento di isolati pilastri in muratura si effettua posizionando agli spigoli (ipotizzando la sezione rettangolare) quattro angolari di acciaio tra loro uniti da calastrellature (fazzoletti di lamiera saldata agli angolari, ad opportuno interasse). Un successivo intonaco cementizio riveste poi il pilastro.

Anche per il piedritto di una cerchiatura è possibile effettuare questo tipo di consolidamento, operando come rappresentato in fig. 163.





**Fig. 163.** Esempio di pilastri calastrellati con angolari in una cerchiatura.

Ponendo:

$A', J'$  area e momento d'inerzia del singolo angolare;

$d$  = distanza fra i baricentri degli angolari lungo la direzione di sollecitazione;

$s$  = lato in direzione ortogonale (spessore della parete o del pilastro),

risulta un momento d'inerzia complessivamente corrispondente ai profili angolari pari a:

$$(27) \quad J = 2 * [ 2J' + 2A' * (d/2)^2 ] = 4J' + A' d^2$$

Questa inerzia può già da sola essere considerata rappresentativa del pilastro; per tener conto anche del ‘pilastro’ murario individuato tra gli angolari, la sua rigidezza può essere sommata a quella dei profilati (anche se per gli interventi correnti, con angolari posti a distanze di 30-40 cm., la rigidezza del pilastro murario è notevolmente inferiore a quella degli angolari metallici). Per la costruzione del diagramma Forza-Spostamento, questo sarà trattato come un piedritto in acciaio (vedi paragrafo A.10.4.4.1).

#### A.10.4.6. LIMITI DEL METODO DI VERIFICA DELLA PARETE

In alcuni casi particolari, il metodo di calcolo descritto ai paragrafi precedenti non è sufficiente a dimostrare la validità di un intervento apparentemente eseguito nel rispetto della Normativa.

#### A.10.4.6.1. POSIZIONE DELLE APERTURE

Consideriamo il caso di una parete muraria, pensata isolata dal contesto, i cui bordi verticali sono stati determinati dalla presenza di pareti ortogonali; nella parete si debba praticare un’apertura (fig. 164).

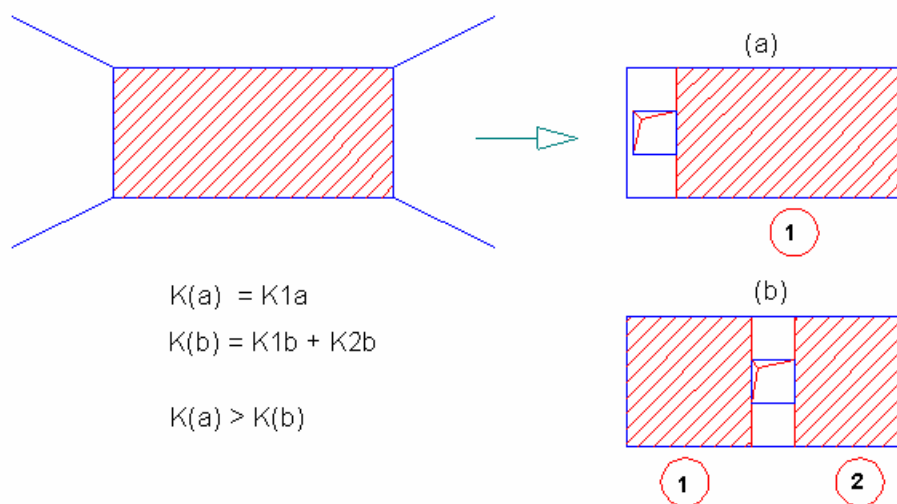


Fig. 164.

Ragionando sui maschi murari che vengono ad essere delimitati dall’apertura, dal punto di vista della rigidezza risulta migliore aprire un vano al bordo della parete (fig. 164, (a)), rispetto alla posizione centrale (fig. 164, (b)); la rigidezza di un maschio varia infatti con l’inerzia e quindi dipende dal cubo della lunghezza di base.

Si tratta di una valutazione chiaramente incompleta, in quanto il metodo utilizzato non tiene conto della connessione con le pareti laterali ortogonali, di fondamentale importanza per assicurare il comportamento strutturale ‘scatolare’ dell’edificio in muratura. Tale connessione potrebbe risultare fortemente indebolita dall’apertura del vano al bordo della parete.

In un caso del genere, quindi, il calcolo ha valore solo se affiancato da una valutazione sull’efficacia della connessione delle strutture murarie, prevedendo se necessario opportuni particolari costruttivi di collegamento.

#### A.10.4.6.2. NECESSITA’ DI UNA VERIFICA GLOBALE

Facciamo riferimento al calcolo con il Metodo Por, condotto globalmente su tutte le pareti resistenti per ogni piano dell’edificio in muratura: questo tipo di analisi strutturale considera tutte

le pareti con le posizioni geometriche reciproche.

La procedura descritta al paragrafo A.10.4.3 è invece una forma ridotta di calcolo che consente di affermare la validità dell'intervento condotto analizzando la singola parete oggetto d'intervento, evitando di estendere - con un'analisi globale, ad esempio il calcolo Por - la verifica a tutto l'organismo murario.

Volendo rivedere l'effetto della trasformazione della parete come un cambiamento della posizione geometrica delle sue parti resistenti relativamente alle altre pareti di piano, sarebbe in realtà opportuno associare, alla verifica descritta al paragrafo A.10.4.3, il completo calcolo Por.

La correttezza dell'applicazione soltanto del metodo di verifica della parete isolata dipende dall'entità degli interventi previsti. Se ad essere oggetto di trasformazione sono numerose pareti, si può procedere anzitutto verificando ognuna isolatamente, e successivamente elaborando il calcolo Por per lo Stato Attuale e per lo Stato di Progetto, in modo da evidenziare l'effettivo miglioramento sia da un punto di vista 'locale' che 'globale'.

La Normativa vigente distingue inoltre gli interventi di Miglioramento, di portata limitata, da quelli di Adeguamento, più complessi ed in genere riguardanti l'edificio nel suo insieme. Nel caso di Adeguamento, risulta praticamente indispensabile l'applicazione di un metodo di analisi globale, fermo restando che, ad esempio per il calcolo di singole cerchiature, può validamente essere applicata la metodologia illustrata ai paragrafi precedenti.

#### **A.10.4.7. PARETE PIENA EQUIVALENTE A UNA PARETE FORATA**

La definizione di un criterio di equivalenza meccanica di una parete forata con una piena si rileva estremamente utile per l'applicazione di metodi di calcolo globali quali il Por.

Infatti, è noto che il metodo Por, essendo caratterizzato dal comportamento a taglio delle pareti resistenti pensate vincolate da solai rigidi orizzontali, è un modello corretto nel caso di pareti 'tozze', con la dimensione 'base' prevalente sulla 'altezza'. Ma negli edifici reali, la presenza delle aperture genera elementi presso-inflessi per i quali vengono a cadere le ipotesi di resistenza prevalente a taglio, al punto da consigliare una schematizzazione 'a telaio', con i maschi nel ruolo di pilastri e le fasce orizzontali ('strisce') nel ruolo di travi.

Tuttavia, anche lo schema a telaio presenta limiti evidenti: la crisi delle 'travi', molto vulnerabili per sollecitazioni flessionali, dà inizio a un comportamento dei 'pilastri' a mensola singole, estese dalla fondazione alla sommità dell'edificio, con una immediata e drastica riduzione dei livelli di resistenza.

Ma le esperienze finora condotte e l'esame dei danni presentati dagli edifici colpiti da eventi

sismici non mostrano comportamenti così penalizzanti come le ‘singole mensole’: ciò evidenzia una interazione fra i vari componenti strutturali che deve essere studiata con schemi meno semplicistici di quelli definiti dalle consuete modellazioni a telaio.

Si opta quindi per la conservazione dello schema a lastra di ciascuna parete forata; occorre analizzarne lo stato tensionale, con analisi non lineari, in modo da equipararne il comportamento a quello di una parete piena, consentendo così un’efficace applicazione del metodo Por.

Per definire un criterio di equivalenza, oltre ai metodi agli elementi finiti (come accennato al paragrafo A.10.4.) è possibile applicare l’analisi del comportamento strutturale di una parete composta da più maschi murari, effettuato ai paragrafi precedenti.

La parete forata, sottoposta all’analisi di cui al paragrafo A.10.4.2., è caratterizzata dai seguenti parametri:

- Dati:

Geometria: base  $b$  (composta dalla somma delle basi dei maschi murari più le larghezze dei vani), altezza  $h$  (supposta comune a tutti i maschi della parete, ipotesi corrispondente al contorno rettangolare della parete forata); spessore  $s$  (costante in tutta la parete);

Materiale: muratura avente: resistenza caratteristica a taglio  $\tau_k$ ; duttilità  $\mu$ ; peso specifico  $\gamma$ ;

Carichi: sforzo normale  $N$  agente sulla sommità della parete (ripartito fra i maschi componenti la parete); peso proprio della parete, pari ad:  $A_{pf} * s * \gamma$ , dove  $A_{pf}$  è la superficie della parete forata.

- Risultati dell’analisi: lo studio del comportamento della parete composta permette la definizione di:

Rigidezza  $K^*$ ;

Forza ultima  $F_u^*$ ;

Duttilità  $\mu^*$ .

La parete piena equivalente verrà caratterizzata dai seguenti parametri:

- Geometria:

base  $b$  invariata; altezza  $h'$  e spessore  $s'$  da definire;

- Materiale:

muratura con:  $\tau_k'$  e  $\mu'$  da definire; peso specifico  $\gamma$  invariato.

- Carichi: sforzo normale  $N$  in sommità invariato; peso proprio della parete piena, pari a:  $b * s' * h' * \gamma$ .

La duttilità  $\mu'$  può essere immediatamente posta uguale a  $\mu^*$ .

Per quanto riguarda l’altezza  $h'$ , lo spessore  $s'$  e la tensione tangenziale caratteristica  $\tau_k'$ , queste devono essere tali da soddisfare il sistema (28), dove le tre equazioni sono ottenute: la (I) e la (II) da sviluppi delle (17) e (18), e la (III) dall’equivalenza dei pesi propri.

$$(28) \quad (I) \quad 1100 * b s' \tau_k' / [ h' * ( 1.2 + 2/n * (h'/b)^2 ) ] = K^*$$

$$(II) \quad b s' \tau_k' \sqrt{ [ 1 + N / (1.5 b s' \tau_k') ] } = F_u^*$$

$$(III) \quad A_{pf} s' \gamma = b h' s' \gamma$$

Il sistema non lineare viene risolto attraverso la definizione della variabile ausiliaria  $F_t$  (resistenza a taglio puro) (29).

$$(29) \quad F_t = b s' \tau_k' \Rightarrow \begin{aligned} (I): & 1100 * F_t / [ h' * ( 1.2 + 2/n * (h'/b)^2 ) ] = K^* \\ (II): & F_t \sqrt{ [ 1 + N / (1.5 F_t) ] } = F_u^* \end{aligned}$$

Lo schema di risoluzione è il seguente: dalla (II) si ricava  $F_t$ ; dalla (I):  $h'$ ; dalla (III):  $s'$ ; infine, dalla (29):  $\tau_k'$ .

La stessa procedura potrebbe essere seguita utilizzando come incognita la base della parete piena ( $b'$ ), mantenendo costante rispetto alla parete forata il valore dell'altezza ( $h$ ). Tuttavia, si ritiene preferibile tenere incognita l'altezza  $h'$ , in modo che la lunghezza in pianta della parete piena sia invariata rispetto alla parete forata (ciò permette ai metodi automatici che ripartiscono i carichi di solaio sulle pareti in base alla loro configurazione in pianta, di ottenere nei due casi il medesimo risultato).

Inserendo nella schematizzazione globale tipo Por i parametri così calcolati, la parete forata può dunque essere ricondotta ad una parete piena (ossia ad un unico maschio murario).

Fra le possibili applicazioni, questa metodologia si presenta particolarmente idonea per lo studio dei coefficienti di sicurezza di un edificio in muratura sottoposto a interventi di consolidamento tramite cerchiatura delle aperture.

## A.11. BIBLIOGRAFIA GENERALE

1. **F. PUGI**: Problemi e metodi relativi all'adeguamento sismico di antichi edifici in muratura. Un'applicazione: il "Palazzo dei Giudici" di Firenze, Tesi di Laurea, Università degli Studi di Firenze, 1986.
2. **A. PANTALEO, E. RIZZO**: Calcolo automatico di strutture murarie, Flaccovio Editore, Palermo, 1988.
3. **G. RIGHETTI, R. CALLIARI**: Le strutture a muratura portante, Ed. Lambda, Padova, 1989.
4. **G. RIGHETTI, L. BARI**: L'edificio in muratura, Ed. Lambda, Padova, 1993 ed Ed. B.I.N., Verona, 1999.
5. **F. PUGI**: AEM, Analisi degli Edifici Esistenti in Muratura, BE-MA Editrice, Milano, 1994.
6. **A. GIUFFRÈ**: Letture sulla Meccanica delle Murature Storiche, Ed. Kappa, Roma, 1991.
7. **T. TASSIOS**: Meccanica delle Murature, Liguori, Napoli, 1988.
8. **F. BRAGA, M. DOLCE**: Un metodo per l'analisi di edifici multipiano in muratura antisismici, Proceedings of 6th I.B.Ma.C. Sixth International Brick Masonry Conference, Roma, 16-19 maggio 1982, Edizioni LaterConsult, Roma, 1982.
9. **Rivista "MURATURE OGGI"**: Trimestrale di informazioni tecniche per l'edilizia, Consorzio Poroton Italia, Ed. Lambda, Padova.
10. **L. PINCHETTI**: Progettare e costruire con murature in Lecablocchi, Ed. Laterlite, Milano, 1984.
11. **C. FABBRI, G. LOSITO, G. PRATESI, F. PUGI, A. TROVA**: Relazioni tra gli eventi sismici della Lunigiana del 10 ottobre 1995 e danni prodotti ad edifici in muratura a Ceserano e Canova, Accademia Nazionale dei Lincei, Convegno: La stabilità del suolo in Italia: zonazione della sismicità e frane, 1996.
12. **PROVINCIA DI PERUGIA, SERVIZIO SISMICO NAZIONALE**: Terremoto in Umbria e Marche del 1997. Criteri di calcolo per la progettazione degli interventi. Verifiche sismiche ed esempi per l'applicazione delle Direttive Tecniche D.G.R. Umbria 5180/98 e D.G.R. Marche 2153/98 in attuazione L.61/98, coord. A.De Sortis, G.Di Pasquale, U.Nasini, Ed. Sallustiana, Roma, 1998.
13. **Documentazione MA.CE.VI. srl**, Via Provinciale di Pesciola, 77, 52040 Vicinaggio (AR), tel. 0575.441743-4, fax: 0575.441470.
14. **La muratura armata con Murfor®**, quaderno edito a cura di BEKAERT S.p.A., Milano.
15. **Servizio Sismico Nazionale e Associazione Nazionale Italiana di Ingegneria Sismica (A.N.I.D.I.S.)**, coordinatore: Prof. Ing. Franco Braga: "COMMENTARIO AL D.M. 16.1.1996 DEL MINISTERO LL.PP.", Ed. LAMISCO, Potenza, 1998, ed in particolare: Cap. 6: "Edifici in muratura armata", autori: A.Borri e E.Speranzini.

## INDICE ANALITICO

### A

- Accelerazione spettrale, 84
- Accelerazioni strutturali, 84
- Acciaio e c.a., comportamento indefinitamente elastico, 103
  - per consolidamento, 100, 103, 105
- Amplificazione sismica, 186
- Analisi globale, 60
  - non lineare, 79
  - Sismica, 30
  - Statica, 20
  - storica, 189
- Aperture, e Cerchiature, 281
  - posizione nella parete, 306
- Architrave di telai, carico applicato, 285
- Architravi, 105
- Armata, muratura, e Normativa, 149
- Armatura di consolidazione nelle pareti, 95
- Armatura nelle pareti, percentuale, 95
- Aumento, delle dimensioni geometriche delle pareti esistenti, 101
- Azioni Complanari, 11
  - come soddisfare le verifiche, 279
- Azioni nel Piano, Verifiche Sismiche, 38
- Azioni Ortogonali, 11
  - come soddisfare le verifiche, 278
  - Verifiche Sismiche, 34

### B

- Baricentro di piano, 89

### C

- C convenzionale, 47
- C iniziale C,0 e finale C,fin, 17
- Capacità reattiva, 79
- Carichi locali in fondazione, 187
- Cemento armato, dimensionamento armature per consolidamento, 105
  - e Muratura, confronto fra edifici, 84
  - pilastri o telai già esistenti, 105
  - telai come consolidamento, 105
- Centro delle rigidità, 88

Cerchiature, dimensionamento, 283  
    e Combinazioni di Carico, 293  
Circ.21745 del 30.7.1981, 30  
Coefficiente ‘C’, calcolo semplificato, 43  
Coefficiente sismico C, 16  
Coefficiente, di fondazione  $\varepsilon$ , 76  
    di intensità sismica C, 76  
    di protezione I, 76  
    di riduzione “s”, 77  
    di risposta R, 76, 84  
    di sicurezza intrinseco, 81  
    di sicurezza, 79  
    di struttura  $\beta$ , 76  
Coefficienti  $\beta$ , per Edifici Esistenti, 33  
    per Edifici Nuovi, 33  
Coerenza, nella rappresentazione grafica, 145  
Collasso, per PressoFlessione Complanare, 15  
    per PressoFlessione Ortogonale, 15  
    per Ribaltamento rigido, 15  
    modalità nel PorFlex, 143  
    possibili situazioni di, 112  
Complanari, azioni, 12  
Complessi edilizi, 276  
Comportamento delle murature, fragile, 85  
    materiale, 60  
    sotto azione sismica, 62  
    strutturale, 61  
Compressione, Tensioni medie, 27  
    Verifica Statica, 21  
Condizione di sicurezza, 80  
Consolidamento, metodologie pratiche, 278  
    tipi di interventi, 100  
Controvento, pareti di, 63  
Coulomb, confronto con Turnsek-Cacovic, 31  
Crisi dei collegamenti, 15

## **D**

D.M. 20.11.1987 e Analisi Sismica, 30  
D.M. 20.11.1987, Analisi Statica, 20  
Decreti Ministeriali, 13  
Deformabili, piani nella verifica a Taglio, 39  
Diagramma H- $\delta$ , 96



- Diagramma H- $\delta$ , confronto Por-PorFlex, 146
  - convenzionale, 70
  - schematizzazione a bilatera, 75
  - sperimentale, 70
- Diagramma Taglio-Spostamento, di parete in muratura, 72
  - e calcolo della rigidezza, 91
- Dinamica degli edifici in muratura, 82
- Direttive Tecniche per Umbria e Marche, 14
- Duttilità, definizione, 71
  - valori, 73

## E

- Edifici, contigui, 276
  - Nuovi, 147
  - reali, comportamento degli, 12
  - nuovi in muratura, 66
- Elementi Finiti, caratteristiche dei metodi agli, 106
  - metodo agli, 61
  - modellazioni agli, 176
- Elementi sopra o sotto finestra, 65

## F

- Fascia di piano, definizione, 106
- Flessione, crisi della muratura a, 110
- Fondazioni Locali e su piano Rigido, confronto, 202
- Fondazioni, come soddisfare le verifiche, 279
  - Verifica Sismica, 41
  - Verifica Statica, 27
- Forza, orizzontale, agente sull'edificio, 77
  - punto di applicazione, 77
  - risultante, 76
  - simbologia, 106
  - reattiva di piano, 111
  - sismica, rappresentazione statica, 82
- Forze orizzontali, agenti sulle pareti, 62

## G

- Grado di sismicità S, 76

## I

- Inclinazione in pianta delle pareti, 94

Incrementi successivi, metodo per, 79  
Individuazione dei ‘Setti’, 275  
Iniezioni, di malta cementizia, 101  
Instabilizzanti, Azioni Sismiche, 35  
    Azioni Statiche, 28  
Interamente reagente e compressa, sezione, 122, 128  
Interamente reagente e parzialmente tesa, sezione, 123  
Interventi, di Consolidamento, tipi, 100  
    di Miglioramento, 17, 107  
Intonaco armato, 101, 104  
Irregolarità, nei materiali, 274  
    nelle pareti, 270

## **L**

Lastre in c.a., 102, 104  
Legge costitutiva elasto-plastica, 72  
Leggi costitutive nel Metodo PorFlex, 114  
Lesioni sismiche rilevate, e metodo PorFlex, 186

## **M**

Maschi murari, definizione, 64  
    in parete locale, 298  
    lesioni a 45° a taglio, 68  
    resistenza a taglio, 67  
    stato di sollecitazione, 68  
Maschio murario, definizione, 106  
    in parete locale, 296  
    pressoflessione sulla sezione, 119  
    rigidezza alla traslazione, 133  
    verifica di resistenza, 118  
    vincolamento in sommità, 134  
Metodi, di calcolo delle murature, applicabilità, 61  
Metodo, agli Elementi Finiti, 61  
Metodo Por, 86  
    confronto con altri metodi di Analisi Strutturale, 99  
    e confronto col PorFlex, 144  
    ipotesi e confronto con PorFlex, 108  
    ipotesi fondamentali, 92  
    limiti, 92  
    valutazione dei risultati, 93  
Metodo PorFlex, 106

- Metodo PorFlex, descrizione del procedimento, 140
  - e confronto col Por, 144
  - ipotesi e confronto con Por, 108
  - leggi costitutive, 114
  - schematizzazione, 113
- Miglioramento, interventi di, 107
- Modellazione degli edifici, 12
- Modellazioni, a macroelementi, 176
  - ad elementi finiti, 176
- Moduli di elasticità G ed E, 72
- Monumenti, metodologia di analisi, 189
- Muratura Armata, altezza e snellezza dei setti, 154
  - analisi estesa, 156
  - analisi semplificata, 154
  - analisi sismica e statica, 170
  - area muratura resistente, 155
  - armatura minima, 155
  - armature, 153
  - blocchi, 152
  - caratteristiche costruttive, 152
  - concezione dell’edificio, 153
  - continuità dei setti, 154
  - cordoli, 155
  - dettagli costruttivi, 159
  - disposizione armature, 168
  - e Normativa, 149
  - edifici nuovi, 152
  - forma dell’edificio, 154
  - interasse tra muri trasversali, 154
  - limiti dimensionali, 157
  - malta, 152
  - Normativa, 18
  - sovraccarico massimo, 155
  - spessore delle murature, 155
  - strutture portanti, 153
  - tralicci orizzontali, 169
  - verifica tensionale, 156
  - verifiche a pressoflessione, 158, 172
  - verifiche a taglio, 158, 173
- Muratura, armata, 105
  - caratteristiche del materiale, 9
  - ordinaria, Normativa, 18

## N

- Normativa, applicazione per edifici nuovi, 147
  - di riferimento, 13
  - Regione Friuli, 80
- Nuovi, Edifici, 147

## O

- Ortogonalni, al sisma, pareti, 63
  - azioni, 12

## P

- Parete globale, definizione, 106
  - rappresentazione, 110
- Parete in muratura, analisi locale, 294
- Parete locale, intervento di miglioramento, 299
  - limiti metodo di verifica, 305
- Parete muraria, definizione, 106
- Parete piena equivalente, 307
- Pareti a sezione trasversale non rettangolare, 270
- Pareti in muratura, comportamento, 10
- Pareti, di controvento, 63
  - inclinate in pianta, 94
  - ortogonali, 63
  - Verifica ad Azioni Ortogonali Sismiche, 37
- Parzializzata, sezione non reagente a trazione, 129
  - sezione reagente a trazione, 125
- Perforazioni armate, 101
- Periodo proprio di oscillazione, 83
- Peso sismico W, 76
- Piani Deformabili e Rigidi, confronto, 200
- Piani sfalsati, 277
- Piani, dell'edificio, in elevazione, 82
  - dell'edificio, interrato, 82
  - dell'edificio, terreno, 82
- Piedritti dei telai, in acciaio, 303
  - in cemento armato, 304
- Pilastri calastrellati con angolari, 304
- Pilastri, in acciaio o c.a., inserimento di nuovi, 100
  - nuovi, 104
- Por, Metodo, 86
- PorFlex, Metodo, 106

Portale doppiamente incastrato, 291  
Portale incernierato, 292  
Precompressione, 69, 102  
PressoFlessione Complanare, Verifica Sismica, 40  
Pressoflessione nella muratura, 118  
PressoFlessione per Azioni Ortogonali, Verifica Sismica, 36  
PressoFlessione, Verifica Statica, 23  
Procedimento incrementale, 91  
Prove sulle murature, 70

## R

Resistenza, a taglio, in funzione del carico verticale, 70  
    a taglio, schema di, 64  
    a taglio, ultima, 71  
    a trazione, 116  
    caratteristica, a compressione  $\sigma_k$ , valori, 73  
    caratteristica, a taglio  $\tau_k$ , definizione, 69  
    caratteristica, a taglio  $\tau_k$ , valori, 73  
    di un edificio, 86  
Ribaltamento, Verifica Sismica, 34  
    Verifica Statica, 28  
Rigidezza, alla traslazione, 133  
    d'impalcato, 65  
    della parete muraria, 74  
    trasversale, 93  
Rigidi, piani nella verifica a Taglio, 39  
Rottura a taglio per Azioni Complanari, 15

## S

Scatolare, comportamento, 10  
    funzionamento dell'edificio in muratura, 93  
Schema, di resistenza a flessione e taglio, 66  
Schemi di calcolo, 12  
Semplificati, metodi per la Verifica a Taglio, 42  
Setti portanti in c.a., 104  
Setti portanti in nuova muratura, 101  
Setti, Verifica ad Azioni Ortogonali Sismiche, 36  
Sezioni di muratura, pressoflessione, 118  
Sforzo Normale nei maschi, variazione, 116  
Smorzamento, 83  
Soglia di resistenza e verifica sismica, 16

## A.8. Esempi di Studio e Progettazione con “PC.M”

---

Solai infinitamente rigidi, e pareti in c.a., 103  
Spettri di risposta, 84  
    in campo elastoplastico, 85  
    secondo Normativa, 84  
Stabilizzanti, Azioni Sismiche, 34  
    Azioni Statiche, 28  
Stati Limite, 21, 79  
Stato Attuale, 107  
Stato di Progetto, 107  
Stato Limite, di collasso prima parete, 80  
    di fessurazione, 79  
    di verifica, 80, 145  
    elastico, 79, 90  
    ultimo, 79, 91  
Strisce, definizione, 66  
    taglio nelle, 117  
Striscia, definizione, 106  
Strutture in acciaio e muratura, 301

## T

Tagliante sismico, e piani sfalsati, 278  
Taglio, crisi della muratura a, 111  
    Sismica, Piani rigidi e deformabili, 39  
    Verifica Sismica, 39  
    Verifica Statica, 24  
Telai di cerchiatura, verifica, 290  
Telaio nuovo, inserimento per consolidamento, 104  
Tensione tangenziale caratteristica  $\tau_k$ , definizione, 69  
Tensioni Ammissibili, 21  
Tensioni medie di Compressione, 27  
Tensioni, calcolo per pressoflessione, 130  
Terremoto in Umbria e Marche del 1997, 16  
Tiranti, 69, 102  
Torsione, effetti in pianta, 88  
Trasversale, rigidezza delle pareti, 93  
Trave alta di collegamento, definizione, 106  
Travi alte di collegamento, 65  
Trazione, resistenza a, 116  
    sforzo normale di, 120  
Turnsek-Cacovic, confronto con Coulomb, 31  
    criterio di, 68

## V

- Verifica globale, necessità, 306
- Verifica sismica, degli edifici, 75
  - livelli di, 77
  - soddisfatta, 80
- Verifiche Statiche, 26
- VeT, Metodo, 42
- Vincolamento della parete muraria, 74
- Vincolo pareti murarie per Metodo PorFlex, 113
- Vulnerabilità, 175

## Z

- Zona Non Sismica, Edifici Esistenti in Muratura Ordinaria, 18
  - Edifici in Muratura Armata, 19
  - Edifici Nuovi in Muratura Ordinaria, 18
- Zona reagente, nelle sezioni pressoinflesse, 125
- Zona Sismica, Edifici Esistenti in Muratura Ordinaria, 18
  - Edifici in Muratura Armata, 19
  - Edifici Nuovi in Muratura Ordinaria, 18