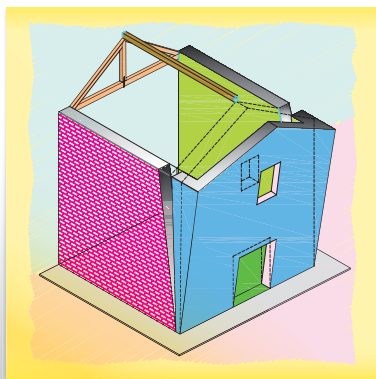


Riccardo Mariotti

RECUPERO EDILIZIO STRUTTURE IN MURATURA

INTERVENTI LOCALI, MIGLIORAMENTO
E ADEGUAMENTO SISMICO



SOFTWARE INCLUSO

FOGLI EXCEL PER CALCOLI DI ROUTINE RELATIVI A STRUTTURE IN MURATURA



**GRAFILL**

Riccardo Mariotti

RECUPERO EDILIZIO STRUTTURE IN MURATURA

ISBN 13 978-88-8207-895-9

EAN 9 788882 078959

Manuali, 204

Prima edizione, gennaio 2017

Mariotti, Riccardo <1961->

Recupero edilizio strutture in muratura / Riccardo Mariotti.

– Palermo : Grafill, 2017.

(Manuali ; 204)

ISBN 978-88-8207-895-9

1. Strutture in muratura.

624.183 CDD-23

SBN Pal0292981

CIP – Biblioteca centrale della Regione siciliana "Alberto Bombace"

Il volume è **disponibile anche in eBook** (formato *.pdf) compatibile con **PC, Macintosh, Smartphone, Tablet, eReader**.

Per l'acquisto di eBook e software sono previsti pagamenti con c/c postale, bonifico bancario, carta di credito e PayPal.

Per i pagamenti con carta di credito e PayPal è consentito il download immediato del prodotto acquistato.

Per maggiori informazioni inquadra con uno Smartphone o un Tablet il Codice QR sottostante.



I lettori di Codice QR sono disponibili gratuitamente su Play Store, App Store e Market Place.

© **GRAFILL S.r.l.**

Via Principe di Palagonia, 87/91 – 90145 Palermo

Telefono 091/6823069 – Fax 091/6823313

Internet <http://www.grafill.it> – E-Mail grafill@grafill.it

Finito di stampare nel mese di gennaio 2017

presso **Officine Tipografiche Aiello & Provenzano S.r.l.** Via del Cavaliere, 93 – 90011 Bagheria (PA)

Tutti i diritti di traduzione, di memorizzazione elettronica e di riproduzione sono riservati. Nessuna parte di questa pubblicazione può essere riprodotta in alcuna forma, compresi i microfilm e le copie fotostatiche, né memorizzata tramite alcun mezzo, senza il permesso scritto dell'Editore. Ogni riproduzione non autorizzata sarà perseguita a norma di legge. Nomi e marchi citati sono generalmente depositati o registrati dalle rispettive case produttrici.

SOMMARIO

↘	PREFAZIONE	"	1
1.	ANALISI DEI CARICHI	"	3
	1.1. Carichi verticali e masse	"	3
	1.1.1. Pesi propri dei materiali strutturali.....	"	3
	1.1.2. Carichi permanenti non strutturali (G_2).....	"	3
	1.1.3. Elementi divisori interni (tramezzi)	"	3
	1.2. Carichi variabili	"	4
	1.3. Carico neve	"	5
	1.3.1. Copertura ad una falda	"	7
	1.3.2. Copertura a due falde	"	7
	1.3.3. Coperture a più falde.....	"	8
	1.3.4. Coperture cilindriche.....	"	8
	1.3.5. Accumuli in corrispondenza di sporgenze	"	9
	1.3.6. Neve aggettante dal bordo di una copertura.....	"	10
	1.4. Azione del vento	"	11
	1.5. Combinazione delle azioni.....	"	16
	1.6. Azione sismica	"	18
	1.6.1. Il fattore di struttura	"	18
	1.6.1.1. Il fattore di struttura per edifici in cemento armato.....	"	21
	1.6.1.2. Il fattore di struttura per edifici in muratura portante.....	"	26
	1.6.1.3. Calcolo Azione sismica.....	"	27
	1.7. Regolarità delle strutture.....	"	29
	1.8. Sintesi di calcolo dell'azione sismica	"	32
	1.9. Cenni ai metodi di analisi sismica	"	34
	1.9.1. Analisi lineare statica	"	35
	1.9.2. Analisi dinamica lineare (modale).....	"	37
	1.9.3. Analisi non lineare ("pushover")	"	41
	1.10. Altezza massima dei nuovi edifici	"	41
2.	MATERIALI	"	43
	2.1. Materiali edifici in muratura	"	43
	2.1.1. Malte per murature.....	"	43

2.1.1.1.	Malte a prestazione garantita	p.	43
2.1.1.2.	Malte a composizione garantita	"	44
2.1.1.3.	Malte prodotte in cantiere	"	44
2.2.	Elementi resistenti in muratura	"	44
2.2.1.	Elementi artificiali	"	44
2.2.2.	Elementi naturali	"	46
2.3.	Proprietà meccaniche delle murature	"	46
2.3.1.	Resistenza a compressione	"	46
2.3.2.	Resistenza caratteristica a taglio in assenza di tensioni normali...	"	48
2.3.3.	Materiali e prodotti per uso strutturale	"	49
2.3.4.	Resistenza caratteristica a taglio	"	49
2.3.5.	Moduli di elasticità secanti	"	50
2.4.	Resistenze di progetto	"	50
2.5.	Prove di accettazione per edifici in muratura	"	51
2.5.1.	Controlli di accettazione	"	51
2.5.1.1.	Resistenza a compressione degli elementi resistenti artificiali o naturali secondo la bozza delle nuove NTC 2015	"	51
2.5.1.2.	Resistenza a compressione degli elementi resistenti artificiali o naturali secondo le NTC 2008 e la Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 del C.S.LL.PP	"	52
2.5.2.	Prove di accettazione sulle malte secondo la bozza delle nuove NTC 2015	"	52
2.6.	Materiali compositi FRP	"	53
2.7.	Calcestruzzo	"	54
2.7.1.	Calcestruzzo indurito	"	55
2.7.2.	Resistenze caratteristiche a compressione di calcolo	"	56
2.7.3.	Fattori che influenzano la resistenza del calcestruzzo	"	56
2.8.	Acciaio	"	58
2.9.	Controllo di accettazione calcestruzzo (Capp. 11.2 e 11.3 del D.M. 14/01/2008)	"	60
2.10.	Controllo accettazione acciaio	"	61
3.	COSTRUZIONI DI MURATURA	"	62
3.1.	Generalità sulle costruzioni in muratura	"	62
3.2.	Cordoli in cemento armato	"	63
3.3.	Spessore dei muri e snellezza	"	63
3.4.	Analisi strutturale	"	64
3.4.1.	Resistenza a compressione	"	65
3.4.2.	Resistenza caratteristica a taglio in assenza di tensioni normali	"	66
3.4.3.	Materiali e prodotti per uso strutturale	"	67
3.4.4.	Resistenza caratteristica a taglio	"	67
3.4.5.	Moduli di elasticità secanti	"	68

3.5.	Resistenze di progetto	p.	68
3.6.	Verifiche agli Stati Limite Ultimi	"	69
3.6.1.	Verifica a presso flessione per carichi laterali	"	70
3.6.2.	Verifica a pressoflessione e taglio nel piano della parete	"	74
3.6.2.1.	Pressoflessione	"	74
3.6.2.2.	Taglio	"	74
3.6.2.3.	Verifica a pressoflessione fuori piano	"	75
3.6.2.4.	Verifiche fasce murarie di interpiano	"	76
3.7.	Verifiche agli stati limite di esercizio	"	78
3.8.	Metodi di analisi	"	78
3.8.1.	Analisi lineare statica	"	78
3.8.2.	Cenni all'analisi statica non lineare (Push-Over)	"	82
3.9.	Edifici semplici in muratura e verifica sismica per costruzioni in zona 4	"	82
3.9.1.	Edifici semplici in muratura in zona sismica	"	82
3.10.	Distanza tra costruzioni contigue – giunto sismico	"	89
3.11.	Architravi	"	90
4.	COSTRUZIONI ESISTENTI IN MURATURA PORTANTE	"	92
4.1.	Introduzione	"	92
4.2.	Tipologie edifici esistenti in muratura	"	96
4.3.	Il rilievo geometrico e tipologico	"	99
4.3.1.	Il quadro fessurativo	"	100
4.4.	Diagnostica dello Stato Attuale	"	102
4.4.1.	Indagini non distruttive su murature esistenti	"	103
4.4.1.1.	Endoscopia	"	103
4.4.1.2.	Termografia	"	104
4.4.1.3.	Martinetti piatti	"	105
4.4.1.4.	Prove soniche/ultrasoniche	"	106
4.4.1.5.	Indagini sclerometriche	"	108
4.4.1.6.	Prove di pull-out	"	109
4.4.1.7.	Indagini con pacometro	"	109
4.4.1.8.	Valori tabellari di normativa	"	109
4.5.	Interventi sulle murature in elevazione	"	111
4.5.1.	Le tecniche di intervento sulle murature	"	111
4.5.1.1.	Risarciture localizzate (cuci scuci)	"	111
4.5.1.2.	Iniezioni di miscele leganti	"	111
4.5.1.3.	Perforazioni armate	"	112
4.5.1.4.	Paretine di contenimento	"	112
4.5.1.5.	Cerchiature, catene, tiranti	"	113
4.5.1.6.	Cordoli in cemento armato	"	117
4.5.1.7.	Cerchiature e contenimento di pilastri	"	117
4.5.1.8.	Cucitura attiva della muratura – CAM	"	122
4.6.	Interventi di tipo “locale o di riparazione”	"	122

4.6.1.	Apertura vani in pareti esistenti e calcolo cerchiature	p.	123
4.6.2.	Interventi migliorativi soggetti a sole verifiche semplificate	"	130
4.6.3.	Altri interventi di modesta entità che possono essere considerati come locali	"	131
4.6.3.1.	Balconi, gronde, sbalzi in genere	"	131
4.6.3.2.	Logge, verande, porticati al piano terra	"	131
4.6.3.3.	Recupero dei sottotetti e rifacimento coperture	"	132
4.6.3.4.	Scale esterne, impianti ascensore.....	"	136
4.6.3.5.	Interventi sui solai e sulle coperture	"	137
4.7.	Interventi di sopraelevazione di edifici esistenti	"	138
4.7.1.	Sostituzione della copertura	"	139
4.7.2.	Aggiunta di nuova copertura.....	"	139
4.7.3.	Abbaini	"	140
4.7.4.	Addizioni volumetriche sulle coperture piane	"	140
4.8.	Meccanismi locali di collasso per le murature.....	"	142
4.8.1.	Ribaltamento semplice di parete	"	146
4.8.2.	Ribaltamento semplice della parte alta di parete monolitica	"	148
4.8.3.	Ribaltamento semplice di parete a doppia cortina	"	149
4.8.4.	Ribaltamento composto di parete	"	150
4.8.5.	Ribaltamento composto di cuneo diagonale – parte alta.....	"	151
4.8.6.	Ribaltamento composto di cuneo a doppia diagonale.....	"	151
4.8.7.	Ribaltamento del cantonale.....	"	151
4.8.8.	Flessione verticale di parete.....	"	152
4.8.9.	Flessione verticale di parete monolitica ad un solo piano	"	152
4.8.10.	Flessione verticale di parete monolitica a più piani.....	"	153
4.8.11.	Flessione verticale di parete a doppia cortina ad un solo piano....	"	154
4.8.12.	Flessione verticale di parete a doppia cortina a più piani	"	154
4.8.13.	Flessione orizzontale di parete.....	"	154
4.8.14.	Flessione orizzontale di parete confinata	"	155
4.8.15.	Flessione orizzontale di parete a doppia cortina	"	155
4.8.16.	Sfondamento della parete del Timpano.....	"	155
4.8.17.	Analisi Limite dell'Equilibrio (approccio cinematico – metodo dei lavori virtuali).....	"	156
4.9.	Criteri generali di progettazione	"	158
4.10.	Valutazione della sicurezza.....	"	159
4.11.	Classificazione degli interventi.....	"	162
4.11.1.	Intervento di adeguamento.....	"	162
4.11.2.	Intervento di miglioramento.....	"	163
4.11.3.	Riparazione o intervento locale.....	"	164
4.12.	Caratterizzazione meccanica dei materiali	"	165
4.12.1.	Livelli di conoscenza e fattori di confidenza	"	165
4.13.	Livelli di conoscenza	"	165
4.13.1.	I livelli di conoscenza per le costruzioni in muratura portante (C8A.1.A.4).....	"	165

4.14.	Costruzioni in cemento armato	p.	179
4.14.1.	I livelli di conoscenza per costruzioni in cemento armato o acciaio (C8A.1.B.3).....	"	179
4.14.2.	Stato limite di collasso	"	182
4.14.3.	Analisi statica lineare con fattore q.....	"	183
4.14.4.	Edifici in c.a. Verifica con lo spettro elastico ($q = 1$) – analisi lineare (§ C8.7.2.4 Circolare D.M. 14/01/2008).....	"	183
4.14.5.	Analisi dinamica modale con spettro di risposta o con fattore q	"	184
4.14.6.	Verifica con analisi statica non lineare (Pushover) (§ 7.3.4.1 D.M. 14/01/2008 e § C87.2.4 Circolare D.M. 14/01/2008).....	"	184
4.14.7.	Stato limite di salvaguardia della vita.....	"	185
4.14.8.	Stato limite di esercizio.....	"	185
4.14.9.	Sintesi dei criteri di analisi e di verifica della sicurezza per edifici in c.a.	"	187
4.14.10.	Criteri e tipi di intervento.....	"	187
4.14.11.	Progetto dell'intervento.....	"	189
4.15.	Cenni alle Tecniche di consolidamento per edifici in cemento armato	"	190
4.15.1.	Applicazione di lamine in acciaio con la tecnica del "beton plaqu�" (rif. C8A.7.2 del D.M. 14/01/2008).....	"	190
4.15.2.	Rinforzo con fibre a matrice polimerica (FRP) (rif. C8A.7.3 del D.M. 14/01/2008).....	"	191
4.15.3.	Incamicatura con nuove armature (rif. C8A.7.1 del D.M. 14/01/2008).....	"	192
4.16.	Interventi locali e di miglioramento in edifici in cemento armato.....	"	192
4.16.1.	Criteri per il progetto del rafforzamento locale di nodi non confinati	"	193
4.16.1.1.	Aumentare la capacit� del pannello di nodo e della porzione di sommit� del pilastro rispetto all'azione di taglio esercitata dalla tamponatura.....	"	193
4.16.1.2.	Incremento della resistenza a taglio del pannello di nodo.....	"	196
4.16.1.3.	Confinamento delle estremit� dei pilastri	"	197
4.16.1.4.	Incremento della resistenza a taglio delle estremit� delle travi.....	"	200
4.17.	Verifica sismica Tamponamenti e strutture secondarie.....	"	200
4.17.1.	Verifica elementi secondari	"	200
4.17.2.	Verifica Tamponamenti	"	201
4.18.	Ampliamento edifici esistenti	"	202
5.	CONSOLIDAMENTO DELLE FONDAZIONI	"	203
5.1.	Indagini, caratterizzazione e modellazione geotecnica.....	"	203
5.1.1.	Relazione geotecnica.....	"	204

5.2.	Le fondazioni	p.	206
5.2.1.	Principali tipologie di terreno	"	206
5.2.2.	Modello geotecnico	"	206
5.2.3.	Carico di rottura del terreno	"	207
5.2.4.	Criteri generali di progetto	"	210
5.2.4.1.	Le onde sismiche	"	210
5.2.4.2.	Fenomeni di liquefazione	"	214
5.2.4.3.	Amplificazione locale del suolo	"	215
5.3.	Fondazioni superficiali	"	215
5.3.1.	Verifiche agli stati limite ultimi (SLU)	"	216
5.3.2.	Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE)	"	218
5.3.3.	Progettazioni per azioni sismiche	"	219
5.3.3.1.	Fondazioni superficiali	"	219
5.3.4.	Riduzione della capacità portante	"	221
5.3.5.	Carico limite terreno per effetti inerziali dovuti al sisma	"	223
5.3.5.1.	Capacità portante con il metodo di Paolucci e Pecker (1995)	"	223
5.3.6.	Carichi eccentrici su fondazioni superficiali	"	223
5.3.7.	Capacità portante con il metodo di Richards	"	224
5.3.8.	Capacità portante con il metodo di Maugeri	"	224
5.3.9.	Verifiche allo Stato Limite Ultimo (SLU) e allo Stato Limite di Danno (SLD)	"	225
5.3.9.1.	Stato Limite Ultimo di collasso per carico limite	"	225
5.3.9.2.	Stato Limite Ultimo per collasso per scorrimento sul piano di posa	"	225
5.3.9.3.	Stato Limite di Danno	"	225
5.4.	Tipologie di fondazioni dirette	"	226
5.4.1.	Fondazioni a plinto	"	226
5.4.2.	Verifica al punzonamento di lastre soggette a carichi concentrati	"	228
5.4.3.	Collegamenti orizzontali tra fondazioni	"	230
5.5.	Fondazioni a trave rovescia	"	231
5.5.1.	Metodo della trave rigida	"	232
5.5.1.1.	Verifica geotecnica della sezione di base (verifica a schiacciamento)	"	232
5.5.2.	Metodo della trave elastica su suolo elastico	"	233
5.5.3.	Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE)	"	235
5.6.	Platee	"	235
5.7.	Cedimenti	"	236
5.7.1.	Cedimenti di fondazioni superficiali su sabbia	"	237
5.7.2.	Cedimenti assoluti e differenziali ammissibili	"	239
5.8.	Fondazioni indirette su pali	"	239
5.8.1.	Ripartizione del carico in una palificata	"	241

5.8.2.	Sintesi normativa fondazioni su pali punto § 6.4.3 del D.M. 2008.....	p.	243
5.8.2.1.	Verifiche agli stati limite ultimi (SLU)	"	243
5.8.2.2.	Stati Limite Ultimi	"	246
5.8.2.3.	Stato Limite di Danno.....	"	247
5.9.	Consolidamento delle fondazioni	"	247
5.9.1.	Analisi del quadro fessurativo.....	"	248
5.9.2.	Sottofondazioni	"	252
5.9.2.1.	Sottofondazione per sottomurazione.....	"	252
5.9.3.	Allargamento della base fondale.....	"	252
5.9.4.	Consolidamento del terreno	"	253
5.9.5.	Sottofondazioni con pali	"	254
5.9.6.	Micropali.....	"	258
5.9.6.1.	Comportamento dei micropali tubifix nei confronti dello sforzo assiale	"	259
5.9.6.2.	Portata laterale – Mayer – Modificato	"	260
5.10.	Micropali in acciaio infissi di piccolo diametro.....	"	263
6.	ARCHI E VOLTE IN MURATURA	"	265
6.1.	Meccanismi di collasso.....	"	265
6.2.	Tecniche di intervento e consolidamento su archi e volte in muratura.....	"	267
6.3.	La “curva delle pressioni” – Metodo di Mèry	"	272
6.4.	Il metodo Mascheroni.....	"	273
6.5.	Cenni alla statica delle cupole	"	275
6.5.1.	Le volte a crociera.....	"	277
7.	ELEMENTI STRUTTURALI IN LEGNO	"	280
7.1.	Elementi strutturali in legno	"	280
7.2.	Valutazione della sicurezza.....	"	280
7.3.	Analisi strutturale.....	"	281
7.3.1.	Azioni e loro combinazioni.....	"	282
7.3.2.	Classi di durata del carico	"	282
7.3.3.	Classi di servizio e resistenza di calcolo.....	"	283
7.3.4.	Stati limite di esercizio – Deformazioni istantanee e finali	"	285
7.4.	Stati limite ultimi	"	288
7.4.1.	Verifiche di resistenza	"	288
7.4.2.	Trazione parallela alle fibre del legno.....	"	289
7.4.3.	Trazione perpendicolare alle fibre.....	"	290
7.4.4.	Compressione parallela alla fibratura.....	"	290
7.4.5.	Compressione perpendicolare alla fibratura.....	"	292
7.4.6.	Compressione inclinata rispetto alla fibratura.....	"	292
7.4.7.	Flessione retta e flessione deviata	"	292
7.4.8.	Tensoflessione	"	294
7.4.9.	Pressoflessione	"	294

7.4.10.	Taglio	p.	295
7.4.11.	Torsione.....	"	295
7.4.12.	Taglio e torsione.....	"	295
7.4.13.	Verifica appoggio e incastro.....	"	296
7.5.	Collegamenti.....	"	296
7.6.	Elementi strutturali	"	297
7.7.	Sistemi strutturali.....	"	297
7.8.	Robustezza.....	"	298
7.8.1.	Durabilità	"	298
7.8.2.	Resistenza ala fuoco.....	"	298
7.8.3.	Regole per l'esecuzione	"	298
7.8.4.	Controlli e prove di carico	"	299
7.9.	Interventi sui solai e coperture in legno.....	"	299
7.9.1.	Comportamento per effetto delle azioni sismiche di solai e coperture in legno	"	299
7.9.2.	Interventi di miglioramento per le coperture in legno	"	301
7.9.3.	Solai in legno	"	304
7.9.4.	Interventi di rinforzo sui solai con legno	"	305
7.9.4.1.	Ricostruzione di parti ammalorate in legno.....	"	305
7.9.4.2.	Interventi su solai – strutture in legno soggette a flessione	"	307
7.9.4.3.	Riduzione della luce di calcolo della trave	"	308
7.9.4.4.	Tavolato in legno o soletta in calcestruzzo armato	"	309
7.9.4.5.	Connettori metallici	"	310
7.10.	Cordoli in copertura.....	"	313
8.	SOLAI IN CEMENTO ARMATO, ACCIAIO E SCALE	"	317
8.1.	Richiami sulla verifica a flessione e taglio di travi in C.A.	"	317
8.1.1.	Flessione retta	"	317
8.1.2.	Verifica delle tensioni di esercizio	"	318
8.1.3.	Verifica a flessione agli Stati Limite Ultimi sezione rettangolare con armatura doppia di base b ed altezza h.....	"	319
8.1.4.	Verifica delle tensioni di esercizio	"	320
8.1.5.	Taglio	"	321
8.1.6.	Verifica a taglio per elementi senza armature trasversali resistenti a taglio	"	322
8.1.7.	Verifica appoggio e incastro.....	"	323
8.2.	Le scale in cemento armato	"	324
8.2.1.	Scala con trave a ginocchio e gradini a sbalzo.....	"	324
8.2.2.	Scala a soletta rampante.....	"	325
8.3.	Solai in cemento armato o in laterocemento.....	"	326
8.3.1.	Baricentro delle masse e delle rigidezze	"	330
8.3.2.	Solai in laterocemento a nervature parallele.....	"	335

8.3.3.	Verifica di deformabilità dei solai in laterocemento	p.	337
8.3.4.	Solai a nervature incrociate	"	339
8.3.5.	Verifica per carichi concentrati	"	340
8.3.6.	Verifica carichi orizzontali distribuiti sui parapetti dei terrazzi	"	342
8.4.	Rinforzo e consolidamento dei solai in laterocemento	"	343
8.5.	Rinforzo e consolidamento dei solai in acciaio	"	347
8.6.	La trave continua	"	351
9.	CONCLUSIONI	"	356
10.	INSTALLAZIONE DEL SOFTWARE INCLUSO	"	357
10.1.	Note sul software incluso	"	357
10.2.	Requisiti hardware e software	"	358
10.3.	Download del software e richiesta della password di attivazione	"	358
10.4.	Installazione ed attivazione del software	"	359
↘	BIBLIOGRAFIA	"	360

PREFAZIONE

Il patrimonio edilizio esistente in Italia è costituito in massima parte da edifici con struttura in muratura portante realizzati prima dell'introduzione delle normative antisismiche. Basti pensare che le prime norme sismiche in Italia sono state introdotte nel 1982.

Il risultato è che il patrimonio edilizio esistente è un insieme di fabbricati ad alta vulnerabilità sismica anche e soprattutto per quanto riguarda gli edifici di alto pregio architettonico di cui l'Italia è, fortunatamente ricchissima.

La muratura portante è un aggregato di diversi componenti di difficile definizione meccanica con scarsa duttilità e resistenza a trazione nulla e spesso in uno stesso fabbricato sono presenti murature con diverse caratteristiche meccaniche, alterazioni strutturali dovute a precedenti interventi.

Tutto questo rende problematica l'affidabilità delle verifiche strutturali. Per questo motivo le verifiche analitiche sono un supporto al progettista solo se queste sono recepite con spirito critico e devono essere accompagnate da una valutazione di sintesi globale sullo stato di "salute" del fabbricato.

Le vecchie normative sismiche davano solo limitazioni geometriche e costruttive e i calcoli strutturali si limitavano a verifiche a taglio dei setti murati (POR). L'attuale normativa indica al contrario le verifiche più opportune da eseguire in funzione del tipo di intervento in progetto.

Questo testo vuole dare un contributo alla conoscenza sulle principali tecniche di intervento per consolidamento e miglioramento sismico degli edifici in muratura esistenti.

Naturalmente per conoscere ed applicare le innumerevoli tecniche oggi a disposizione occorre conoscere anche i metodi di calcolo classici della Scienza delle costruzioni. Per tale motivo nel testo sono trattati anche gli edifici in muratura portante nuovi.

Il libro tratta del recupero delle murature portanti e non, gli elementi cosiddetti secondari, delle fondazioni dirette e indirette, delle coperture e dei solai in legno, acciaio, laterocemento e a volta. La prima parte del volume è dedicata all'analisi dei carichi ed ai materiali da costruzione nuovi e tradizionali.

Dal testo si deduce in definitiva l'importanza della cultura e dell'esperienza del progettista che è chiamato a scegliere le tecniche più opportune per assicurare la stabilità globale o di singole parti del fabbricato.

Cascina (PI), gennaio 2017

Ing. Riccardo Mariotti

ANALISI DEI CARICHI

1.1. Carichi verticali e masse

La prima fase progettuale consiste nel definire i carichi agenti sulla costruzione in progetto. La descrizione e la definizione dei carichi nominali e/o caratteristici devono essere espressamente indicate negli elaborati progettuali.

Le azioni permanenti da inserire nelle combinazioni di carico legate all'azione gravitazionale sono determinate a partire dalle dimensioni geometriche e dai pesi dell'unità di volume dei materiali di cui è composta la costruzione sia nelle parti strutturali sia in quelle non strutturali e sono distinti dalla normativa tra peso proprio degli elementi strutturali e carichi permanenti non strutturali compiutamente definiti (G_1) e peso proprio degli elementi non strutturali portati non compiutamente definiti (G_2). La distinzione tra i carichi G_1 e G_2 spetta al professionista.

1.1.1. Pesi propri dei materiali strutturali

Per la determinazione dei pesi propri strutturali dei più comuni materiali possono essere assunti i valori dei pesi dell'unità di volume riportati nella tabella 3.1.I. del D.M. 14/01/2008.

1.1.2. Carichi permanenti non strutturali (G_2)

Sono considerati carichi permanenti non strutturali tutti i carichi non rimovibili durante il normale esercizio della costruzione, quali quelli relativi a tamponature esterne, divisori interni, massetti, isolamenti, pavimenti e rivestimenti del piano di calpestio, intonaci, controsoffitti, impianti ed altro. In alcuni casi è necessario considerare situazioni transitorie in cui essi non siano presenti.

In presenza di orizzontamenti anche con orditura unidirezionale ma con capacità di ripartizione trasversale, i carichi permanenti portati ed i carichi variabili potranno assumersi, per la verifica d'insieme, come uniformemente ripartiti. In caso contrario, occorre valutarne le effettive distribuzioni.

1.1.3. Elementi divisori interni (tramezzi)

Per gli orizzontamenti degli edifici per abitazioni e uffici, il peso proprio di elementi divisori interni (tramezzi) potrà essere ragguagliato ad un carico permanente portato uniformemente distribuito g_{2k} , purché vengano adottate le misure costruttive atte ad assicurare una adeguata ripartizione del carico.

Il carico uniformemente distribuito g_{2k} ora definito dipende dal peso proprio per unità di lunghezza G_{2k} delle partizioni nel modo seguente:

- per elementi divisori con $G_2 \leq 1,00$ kN/m: $g_2 = 0,40$ kN/m²;
- per elementi divisori con $1,00 < G_2 \leq 2,00$ kN/m: $g_2 = 0,80$ kN/m²;
- per elementi divisori con $2,00 < G_2 \leq 3,00$ kN/m: $g_2 = 1,20$ kN/m²;

- per elementi divisorii con $3,00 < G_2 \leq 4,00$ kN/m: $g_2 = 1,60$ kN/m²;
- per elementi divisorii con $4,00 < G_2 \leq 5,00$ kN/m: $g_2 = 2,00$ kN/m².

I tramezzi e gli impianti leggeri di edifici per abitazioni e uffici possono assumersi, in genere, come carichi equivalenti distribuiti, purché i solai abbiano adeguata capacità di ripartizione trasversale.

1.2. Carichi variabili

I carichi variabili comprendono i carichi legati alla destinazione d'uso dell'opera; i modelli di tali azioni possono essere costituiti da:

- carichi verticali uniformemente distribuiti q_k [kN/m²];
- carichi verticali concentrati Q_k [kN];
- carichi orizzontali lineari H_k [kN/m].

I valori nominali e/o caratteristici q_k , Q_k ed H_k sono riportati nella tabella 1.1. Tali valori sono comprensivi degli effetti dinamici ordinari, purché non vi sia rischio di risonanza delle strutture.

I carichi verticali concentrati Q_k formano oggetto di verifiche locali distinte e non vanno sovrapposti ai corrispondenti carichi verticali ripartiti; essi devono essere applicati su impronte di carico appropriate all'utilizzo ed alla forma dell'orizzontamento; in assenza di precise indicazioni può essere considerata una forma dell'impronta di carico quadrata pari a 50×50 mm, salvo che per le rimesse ed i parcheggi, per i quali i carichi si applicano su due impronte di 200×200 mm, distanti assialmente di 1,80 m.

Tabella 1.1. Carichi variabili secondo il D.M. 14/01/2008, con le modifiche rispetto al D.M. 1996

Cat.	Categoria	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale Sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi. (ad esclusione delle aree suscettibili di affollamento)	2,00	2,00	1,00
B	Uffici Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	2,00 3,00	2,00 2,00	1,00 1,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento Cat. C1 Ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole Cat. C2 Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli per il libero movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, stazioni ferroviarie, sale da ballo, palestre, tribune libere, edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune	3,00 4,00 5,00	2,00 4,00 5,00	1,00 2,00 3,00
D	Ambienti ad uso commerciale. Cat. D1 Negozi Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini, librerie...	4,00 5,00	4,00 5,00	2,00 2,00

[segue]

Cat.	Categoria	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
E	Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale Cat. E1 Biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	> 6,00	6,00	1,00*
	Cat. E2 Ambienti ad uso industriale, da valutarsi caso per caso	–	–	–
F	Rimesse e parcheggi Cat. F Rimesse e parcheggi per il transito di automezzi di peso a pieno carico fino a 30 kN	2,50	2×10,00	1,00**
	Cat. G Rimesse e parcheggi per transito di automezzi di peso a pieno carico superiore a 30 kN: da valutarsi caso per caso	–	–	–
G	Coperture e sottotetti Cat. H1 Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione	0,50	1,20	1,00
	Cat. H2 Coperture praticabili	x	x	x
	Cat. H3 Coperture speciali (impianti, eliporti, altri) da valutarsi caso per caso	–	–	–
* Non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati.				
** Per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso.				
x Secondo la categoria di appartenenza.				

1.3. Carico neve

Il carico neve dipende dalla Zona e dall'altitudine a_s sul livello del mare. Il carico neve si calcola con la formula:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

dove:

- q_{sk} è il valore del carico caratteristico di riferimento al suolo, per un periodo di ritorno di 50 anni.

I valori caratteristici minimi del carico della neve al suolo sono di seguito riportati al variare della Zona nelle quali l'Italia è suddivisa:

Zona I – Alpina

Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbania, Vercelli, Vicenza:

- $q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2$ $a_s \leq 200 \text{ m}$
- $q_{sk} = 1,39 [1 + (a_s/728)^2] \text{ kN/m}^2$ $a_s > 200 \text{ m}$

Zona I – Mediterranea

Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese:

- $q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2$ $a_s \leq 200 \text{ m}$
- $q_{sk} = 1,35 [1 + (a_s/602)^2] \text{ kN/m}^2$ $a_s > 200 \text{ m}$

CAPITOLO 2

MATERIALI**2.1. Materiali edifici in muratura****2.1.1. Malte per murature**

Le prestazioni meccaniche di una malta sono definite mediante la sua resistenza media a compressione f_m . La classe di una malta è definita da una sigla costituita dalla lettera *M* seguita da un numero che indica la resistenza f_m espressa in N/mm². Per l'impiego in muratura portante non sono ammesse malte con resistenza $f_m < 2,5$ N/mm².

Per garantire la durabilità è necessario che i componenti la miscela rispondano ai requisiti contenuti nelle norme UNI EN 1008:2003 (acqua di impasto), nelle norme europee armonizzate UNI EN 13139 (aggregati per malta) e UNI EN 13055-1 (aggregati leggeri).

Le malte possono essere prodotte in fabbrica (malte a prestazione garantita oppure malte a composizione prescritta) oppure prodotte in cantiere mediante la miscelazione di sabbia, acqua ed altri componenti leganti; la composizione delle malte per muratura prodotte in cantiere deve essere definita dalle specifiche del progetto.

2.1.1.1. Malte a prestazione garantita

La malta a prestazione garantita deve essere specificata per mezzo della classe di resistenza a compressione con riferimento alla classificazione riportata nella tabella sottostante:

Tabella 2.1. *Classi di malte a prestazione garantita*

Classe	M2,5	M5	M10	M15	M20	Md
Resistenza a compressione N/mm ²	2,5	5	10	15	20	<i>d</i>
<i>d</i> è una resistenza a compressione maggiore di 25 N/mm ² dichiarata dal fabbricante						

Le modalità per la determinazione della resistenza a compressione delle malte sono riportate nella UNI EN 1015-11:2007. La malta per muratura portante deve garantire prestazioni adeguate al suo impiego in termini di durabilità e di prestazioni meccaniche e deve essere conforme alla norma europea armonizzata UNI EN 998-2 e, secondo quanto specificato al punto A del cap. 11.1 delle N.T.C., recare la Marcatura CE, secondo il sistema di Valutazione e Verifica della Costanza della Prestazione indicato nella seguente tabella:

Tabella 2.2. *Sistema di attestazione della conformità o di valutazione e verifica della costanza della prestazione*

Specificativa tecnica europea di riferimento	Uso previsto	Sistema di valutazione e verifica della costanza della prestazione
Malta per murature UNI EN 998-2	Usi strutturali	2+

2.1.1.2. Malte a composizione garantita

Per le malte a composizione prescritta le proporzioni di composizione in volume o in massa di tutti i costituenti devono essere dichiarate dal fabbricante.

La resistenza meccanica dovrà essere verificata mediante prove sperimentali svolte in accordo con le UNI EN 1015-11:2007.

Le malte a composizione prescritta devono inoltre rispettare le indicazioni riportate nella norma europea armonizzata UNI EN 998-2 secondo il sistema di valutazione e verifica della costanza della prestazione indicato nella tabella sottostante:

Tabella 2.3. Sistema di attestazione della conformità o di valutazione e verifica della costanza della prestazione

Specifica tecnica europea di riferimento	Uso previsto	Sistema di valutazione e verifica della costanza della prestazione
Malta per murature UNI EN 998-2	Usi strutturali e non	4

Per le composizioni in volume descritte nella tabella seguente è possibile associare la classe di resistenza specificata:

Tabella 2.4. Corrispondenza tra classi di resistenza e composizione in volume delle malte

Classe	Tipo di malta	Composizione				
		Cemento	Calce aerea	Calce idraulica	Sabbia	Pozzolana
M2,5	Idraulica	–	–	1	3	–
M2,5	Pozzolonica	–	1	–	–	3
M2,5	Bastarda	1	–	2	9	–
M5	Bastarda	1	–	1	5	–
M8	Cementizia	2	–	1	8	–
M12	Cementizia	1	–	–	3	–

2.1.1.3. Malte prodotte in cantiere

Nel caso di malte prodotte in cantiere, le miscele andranno calibrate in funzione delle specifiche di progetto. Le malte devono garantire prestazioni adeguate al loro impiego in termini di durabilità e di prestazioni meccaniche.

2.2. Elementi resistenti in muratura

2.2.1. Elementi artificiali

Gli elementi per muratura portante devono essere conformi alla pertinente norma europea armonizzata della serie UNI EN 771 e, recare la Marcatura CE, secondo il sistema di valutazione e verifica della costanza della prestazione indicato nella seguente tabella:

Specifica Tecnica Europea di riferimento	Categoria	Sistema di attestazione di conformità
Specifica per elementi per muratura – Elementi per muratura di laterizio, silicato di calcio, in calcestruzzo vibro-compresso (aggregati pesanti e leggeri), calcestruzzo aerato autoclavato, pietra agglomerata, pietra naturale UNI EN 771-1, 771-2, 771-3, 771-4, 771-5, 771-6	Categoria I	2+
	Categoria II	4

Come più precisamente specificato nelle norme europee armonizzate della serie UNI EN 771, gli elementi di categoria I hanno una resistenza alla compressione dichiarata, determinata tramite il valore medio o il valore caratteristico, e una probabilità di insuccesso nel raggiungerla non maggiore del 5%. Gli elementi di categoria II non soddisfano questo requisito.

L'uso di elementi per muratura portante di Categoria I e II è subordinato all'adozione, nella valutazione della resistenza di progetto, del corrispondente coefficiente parziale di sicurezza γ_M è il sulla resistenza a compressione della muratura.

Gli elementi resistenti artificiali possono essere dotati di fori in direzione ortogonale al piano di posa (foratura verticale) oppure in direzione parallela (foratura orizzontale). Gli elementi possono essere rettificati sulla superficie di posa.

Per l'impiego nelle strutture in muratura portante, gli elementi sono classificati in base alla percentuale di foratura φ ed all'area media della sezione normale di ogni singolo foro f .

I fori sono di regola distribuiti pressoché uniformemente sulla faccia dell'elemento.

La percentuale di foratura è espressa dalla relazione:

$$\varphi = 100 F/A$$

dove:

- F è l'area complessiva dei fori passanti e profondi non passanti;
- A è l'area lorda della faccia dell'elemento di muratura delimitata dal suo perimetro.

Nel caso dei blocchi in laterizio estrusi la percentuale di foratura φ coincide con la percentuale in volume dei vuoti come definita dalla norma UNI EN 772-9:2007.

La classificazione per gli elementi in laterizio e calcestruzzo è riportata nelle tabelle seguenti:

Tabella 2.5. *Classificazione elementi in laterizio*

Elementi	Percentuale di foratura φ	Area f della sezione normale del foro
Pieni	$\varphi \leq 15\%$	$f \leq 9 \text{ cm}^2$
Semipieni	$15\% < \varphi \leq 45\%$	$f \leq 12 \text{ cm}^2$
Forati	$45\% < \varphi \leq 55\%$	$f \leq 15 \text{ cm}^2$

Gli elementi in laterizio possono avere incavi di limitata profondità destinati ad essere riempiti dal letto di malta. Elementi di laterizio di area lorda A maggiore di 300 cm^2 possono essere dotati di un foro di presa di area massima pari a 35 cm^2 , da computare nella percentuale complessiva della foratura, avente lo scopo di agevolare la presa manuale; per A superiore a 580 cm^2 sono ammessi due fori, ciascuno di area massima pari a 35 cm^2 , oppure un foro di presa o per l'eventuale alloggiamento della armatura la cui area non superi 70 cm^2 .

COSTRUZIONI DI MURATURA

3.1. Generalità sulle costruzioni in muratura

Gli edifici nuovi in muratura hanno struttura portante verticale realizzata con sistemi di muratura in grado di sopportare azioni verticali ed orizzontali (vento e sisma), collegati tra di loro da strutture di impalcato (solai), orizzontali ai piani ed eventualmente inclinate in copertura, e da opere di fondazione (sistema scatolare).

I setti murari svolgono alternativamente funzione “portante”, quando sono sollecitati prevalentemente da azioni verticali, e svolgono funzione di “controvento”, quando sollecitati prevalentemente da azioni orizzontali; ne deriva quindi che per un adeguato comportamento statico e dinamico dell’edificio, tutti le pareti devono assolvere, sia la funzione “portante” sia la funzione di controventamento.

Per garantire un comportamento scatolare, muri ed orizzontamenti devono essere opportunamente collegati fra loro. Tutte le pareti devono essere collegate al livello dei solai mediante cordoli di piano di calcestruzzo armato e, tra di loro, mediante ammorsamenti lungo le intersezioni verticali.

Le murature sono costituite dall’assemblaggio elementi naturali o artificiali e malta possono essere a singolo paramento, se la parete è senza cavità o giunti verticali continui nel suo piano, o a paramento doppio. Nel caso di muratura a paramento doppio, qualora siano presenti le connessioni trasversali previste dall’Eurocodice UNI EN 1996-1-1, si farà riferimento agli stessi Eurocodici UNI EN 1996-1-1, oppure, in assenza delle connessioni trasversali previste dall’Eurocodice, si applica quanto previsto al paragrafo 4.6. (costruzioni di altri materiali) delle NTC.

Nel caso di elementi naturali, le pietre di geometria pressoché parallelepipedica, poste in opera in strati regolari, formano le murature di pietra squadrata.

Se si impiega materiale di cava grossolanamente lavorato, consentito per le nuove costruzioni in zona 4, purché posto in opera in strati pressoché regolari la muratura si definisce di pietra non squadrata. Se la muratura in pietra non squadrata è intervallata, (sempre consentito solo in zona 4) ad interasse non superiore a 1,6 m e per tutta la lunghezza e lo spessore del muro, da fasce di calcestruzzo semplice o armato oppure da ricorsi orizzontali costituiti da almeno due filari di laterizio pieno la muratura si definisce di muratura listata.

L’edificio a muratura portante deve essere concepito come una struttura tridimensionale o scatolare con muri e solai opportunamente collegati fra loro sia livello di tutti gli orizzontamenti attraverso cordoli in cemento armato e, tra di loro, con efficaci ammorsamenti lungo le intersezioni verticali. Questo per far sì che il fabbricato nel suo complesso sia in grado di resistere ad azioni verticali ed orizzontali (sisma).

I pannelli murari, di muratura non armata, si possono considerare resistenti anche alle azioni orizzontali quando hanno una lunghezza l non inferiore a 0,3 volte l’altezza h di interpiano ($l \geq 0,3 h$).

Gli orizzontamenti sono generalmente solai piani, o con falde inclinate in copertura, che devono assicurare, per resistenza e rigidezza, la ripartizione delle azioni orizzontali fra i muri di controventamento; questo avviene adottando solai infinitamente rigidi nel proprio piano quali ad esempio solai in laterocemento con soletta in calcestruzzo armato e cordoli di collegamento con le murature.

I cordoli hanno la funzione di collegare tra loro i muri paralleli della scatola muraria ed evitare spostamenti relativi tra i vari setti murari appartenenti ad uno stesso allineamento.

Tali incatenamenti devono essere realizzati per mezzo di armature metalliche o altro materiale resistente a trazione, le cui estremità devono essere efficacemente ancorate ai cordoli.

I solai devono essere efficacemente collegati ai cordoli sia nella direzione di tessitura del solaio, dove il collegamento è di solito assicurato dalle armature calcolate per il momento negativo generato nei solai dai carichi verticali e nella direzione normale alla orditura del solaio.

In definitiva l'organizzazione strutturale dell'edificio in muratura portante deve tale da assicurare adeguata resistenza e stabilità ed un comportamento d'insieme "scatolare" curando l'interazione ed il collegamento tra le sue parti.

3.2. Cordoli in cemento armato

I cordoli di piano devono avere larghezza uguale a quella della muratura sottostante (è generalmente ammesso, per le pareti esterne, un arretramento massimo di 6,0 cm), altezza di almeno 15 cm e comunque non inferiore a quella del solaio ed essere armati con ferri longitudinali di area $\geq 8 \text{ cm}^2$ ($4\phi 16 = 8 \text{ cm}^2$) e staffe con diametro minimo $\phi 6$, consigliato $\phi 8$, con passo non superiore a 30 cm. Il collegamento fra la fondazione e la struttura in elevazione è generalmente realizzato mediante cordolo in calcestruzzo armato disposto alla base di tutte le murature verticali resistenti. È possibile realizzare la prima elevazione con pareti di calcestruzzo armato; in tal caso la disposizione delle fondazioni e delle murature sovrastanti deve essere tale da garantire un adeguato centraggio dei carichi trasmessi alle pareti della prima elevazione ed alla fondazione.

3.3. Spessore dei muri e snellezza

Lo spessore dei muri portanti non può essere inferiore ai seguenti valori:

- muratura in elementi resistenti artificiali pieni 150 mm;
- muratura in elementi resistenti artificiali semipieni 200 mm;
- muratura in elementi resistenti artificiali forati 240 mm;
- muratura di pietra squadrata 240 mm;
- muratura di pietra listata 400 mm;
- muratura di pietra non squadrata 500 mm.

I fenomeni del secondo ordine possono essere controllati mediante la snellezza λ convenzionale della parete, definita dal rapporto:

$$\lambda = \frac{h_0}{t}$$

dove h_0 è la lunghezza libera di inflessione della parete valutata in base alle condizioni di vincolo ai bordi calcolata come $h_0 = \rho \cdot h$ e t è lo spessore della parete.

Il valore della snellezza λ non deve risultare superiore a 20 ed a 12 in zona sismica.

3.4. Analisi strutturale

La risposta strutturale di un fabbricato nuovo in muratura può essere è calcolata usando:

- analisi semplificate;
- analisi statica lineare;
- analisi statica non lineare;
- analisi dinamica lineare;
- analisi dinamica non lineare.

Tabella 3.1. Determinazione dello spettro di risposta elastico in accelerazione orizzontale in funzione del sito

Definizione della vita nominale della costruzione	V_N	Opere ordinarie: 50 anni
Definizione della classe d'uso	Classe	Edifici residenziali: Classe II
Definizione del coefficiente d'uso	C_u	Classe II = 1
Periodo di riferimento per l'azione sismica	$V_R = V_N \cdot C_U$	$V_R = 50$
Definizione dello stato limite	SLE; SLU	murature SLU (SLD)
Definizione della probabilità di superamento nel periodo di riferimento	$P_{VR} = P_{VR}(SLV)$	$P_{VR} = 10\%$
Definizione del periodo di ritorno dell'azione sismica	$T_R = T_R(V_R, P_{VR})$	$T_R = 475$ anni (per SLD 50 anni)
Identificazione coordinate del sito	long. – latitudine	
Identificazione dei quattro nodi del reticolo di riferimento più vicini al sito, delle relative distanze dal sito e dei valori di a_g , F_0 e T^*_C per il periodo di ritorno T_R (es: 475 anni)	P_1, P_2, P_3, P_4	
Definizione dei parametri spettrali (accelerazione orizzontale) del sito con media pesata sulle distanze dai nodi di riferimento	a_g [g/10] = accelerazione max del terreno F_0 [-] = valore max del fattore di amplificazione T^*_C [s] = periodo di inizia del tratto a velocità costante	
Definizione delle categorie di sottosuolo	A, B, C, D, E	S_S coeff. amplif. stratigrafica
Definizione delle condizioni topografiche	T_1, T_2, T_3, T_4	S_T coeff. amplif. topografica
Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali $S_e(T)$ e spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale $S_{ve}(T)$, entrambi con smorzamento convenzionale $\xi = 5\%$		

Per la valutazione di effetti locali si possono considerare modelli di calcolo relativi a parti isolate della struttura.

Per il calcolo dei carichi trasmessi dai solai alle pareti e per la valutazione su queste ultime degli effetti delle azioni fuori dal piano, è consentito l'impiego del modello basato sullo schema dell'articolazione completa (nodi solai muratura considerati come cerniere) alle estremità degli elementi strutturali.

COSTRUZIONI ESISTENTI IN MURATURA PORTANTE

4.1. Introduzione

L'Italia è un paese ad alta vulnerabilità sismica e pertanto la sicurezza delle costruzioni esistenti è di fondamentale importanza ed anche per il valore storico e artistico di buona parte del patrimonio edilizio esistente.

Le tipologie strutturali dei fabbricati esistenti sono molto variegata, si pensi alle strutture murarie con orizzontamenti di diversa tipologia, presenza di archi, volte catene, ecc.. È pertanto molto problematico trovare soluzioni univoche e standardizzate per i metodi di verifica e di progetto ed anche per le numerose tecnologie di intervento tradizionali e moderne oggi disponibili.

Per costruzioni “esistenti”, alle quali si applicano le norme contenute nel capitolo specifico dedicato dalle nuove Norme Tecniche, si intendono quelle la cui struttura sia già stata completamente realizzata alla data della redazione della valutazione di sicurezza e/o del progetto di intervento.

Qualora la costruzione non sia totalmente completata, occorre identificare le situazioni in cui la struttura può considerarsi ormai completamente realizzata o meno. Per le costruzioni in cemento armato o acciaio con struttura completamente realizzata si intende quella per cui, alla data della redazione della valutazione di sicurezza e/o del progetto di intervento, sia stata redatta la relazione di “fine lavori” ai sensi dell’art. 65 del D.P.R. 6 giugno 2001, n. 380.

L’attuale normativa introduce importanti novità riguardanti il patrimonio edilizio esistente, vengono introdotti, fra gli altri, i concetti di *livello di conoscenza*, relativo a geometria, dettagli costruttivi e materiali e *fattore di confidenza* che modifica i parametri di capacità in ragione del livello di conoscenza acquisito.

Si definiscono le situazioni nelle quali è necessario effettuare la valutazione della sicurezza, che, per le costruzioni esistenti, potrà essere eseguita con riferimento ai soli Stati limite ultimi.

In particolare si prevede che la valutazione della sicurezza dovrà effettuarsi ogni qual volta si eseguano interventi strutturali e dovrà essere determinato il livello di sicurezza della costruzione prima e dopo l’intervento.

Il Progettista dovrà esplicitare nella Relazione Tecnica i livelli di sicurezza già presenti e quelli raggiunti con l’intervento, nonché le eventuali conseguenti limitazioni da imporre nell’uso della costruzione.

Vengono definiti alcuni passaggi fondamentali delle procedure per la valutazione della sicurezza e la redazione dei progetti, individuati nell’analisi storico-critica, nel rilievo geometrico-strutturale, nella **caratterizzazione meccanica dei materiali**, nella **definizione dei livelli di conoscenza** e dei conseguenti **fattori di confidenza**, nella definizione delle azioni e nella relativa analisi strutturale.

Si definiscono poi i criteri di utilizzazione dei materiali, tradizionali e non, per la riparazione ed il rafforzamento delle strutture.

Sono individuate tre categorie di intervento: **adeguamento**, **miglioramento** e **riparazione**, stabilendo altresì le condizioni per le quali si rende necessario l'intervento di adeguamento e l'obbligatorietà del collaudo statico, sia per gli interventi di adeguamento che per quelli di miglioramento.

Un'attenzione particolare è dedicata agli specifici aspetti della valutazione e progettazione in presenza di azioni sismiche, evidenziando le peculiarità delle costruzioni in muratura rispetto a quelle delle costruzioni in c.a. e in acciaio e a quelle miste.

Per quanto riguarda le costruzioni esistenti in muratura, si distingue fra meccanismi di collasso locali e meccanismi d'insieme, stabilendo che la sicurezza della costruzione deve essere valutata nei confronti di entrambi. Per le tipologie in aggregato, particolarmente frequenti nei centri storici, sono definiti i criteri per l'individuazione delle unità strutturali analizzabili separatamente e per la loro analisi strutturale, tenuto conto della complessità del comportamento, delle inevitabili interazioni con unità strutturali adiacenti e delle possibili semplificazioni apportabili al calcolo.

Per quanto riguarda le costruzioni esistenti in c.a. e in acciaio, è evidenziato come in esse possa essere attivata la capacità di elementi con meccanismi resistenti sia "duttili" che "fragili"; a tale riguardo, l'analisi sismica globale deve utilizzare, per quanto possibile, metodi di analisi che consentano di valutare in maniera appropriata sia la resistenza che la duttilità disponibile, tenendo conto della possibilità di sviluppo di entrambi i tipi di meccanismo e adottando parametri di capacità dei materiali diversificati a seconda del tipo di meccanismo.

Vengono, inoltre, definiti alcuni fondamentali criteri di intervento, comuni a tutte le tipologie, quali la regolarità ed uniformità di applicazione degli interventi, la delicatezza ed importanza della fase esecutiva e le priorità da assegnare agli interventi, conseguentemente agli esiti della valutazione, per contrastare innanzitutto lo sviluppo di meccanismi locali e/o di meccanismi fragili. Vengono poi individuati gli interventi specifici per le tipologie strutturali precedentemente individuate.

Infine viene definito l'iter procedurale di un progetto di adeguamento o miglioramento sismico, che, partendo dalla verifica della struttura prima dell'intervento, con identificazione delle carenze strutturali e del livello di azione sismica per la quale viene raggiunto lo Stato limite ultimo (e Stato limite di esercizio, se richiesto), procede poi con la scelta dell'intervento e delle tecniche da adottare, con il dimensionamento preliminare, l'analisi strutturale e la verifica finale con la determinazione del nuovo livello di azione sismica per la quale viene raggiunto lo Stato limite ultimo (e Stato limite di esercizio, se richiesto).

Tabella 4.1. *Interventi su edifici esistenti*

	D.M. 14/01/2008	Documentazione	Esempi
Adeguamento	<ul style="list-style-type: none"> a) sopraelevare; b) ampliare la costruzione mediante opere strutturalmente connesse alla costruzione; c) apportare variazioni di classe e/o di destinazione 	Progetto esecutivo completo D.M. 2008 che riguarda l'intero edificio: <ol style="list-style-type: none"> 1. Rilievo plano-altimetrico; 2. Rilievo strutturale comprese le fondazioni; 	Vedi definizione

[segue]

	D.M. 14/01/2008	Documentazione	Esempi
	<p>d'uso che comportino incrementi dei carichi globali in fondazione superiori al 10%; (resta comunque fermo l'obbligo di procedere alla verifica locale delle singole parti e/o elementi della struttura, anche se interessano porzioni limitate della struttura);</p> <p>d) effettuare interventi strutturali rivolti a trasformare l'edificio mediante un insieme sistematico di opere che portino ad un organismo edilizio diverso dal precedente?.</p>	<ol style="list-style-type: none"> 3. Analisi storico evolutiva costruzione; 4. Indagini materiali; 5. Anali eventuali dissesti; 6. Valutazione condizione di sicurezza prima dell'intervento; 7. Relazione motivata intervento di adeguamento; 8. Eventuali indagini geologiche/geotecniche/sismiche; 9. Verifica sismica dopo l'intervento 1) e durante le fasi di lavoro; 10. Livelli di confidenza e fattori di conoscenza p.ti dal 1 al 10 contenuti <p>Valutazione della sicurezza: Per valutazione della sicurezza si intende un procedimento quantitativo volto a: stabilire se una struttura esistente è in grado o meno di resistere alle combinazioni delle azioni di progetto contenute nelle NTC, oppure a determinare l'entità massima delle azioni, considerate nelle combinazioni di progetto previste, che la struttura è capace di sostenere con i margini di sicurezza richiesti dalle NTC, definiti dai coefficienti parziali di sicurezza sulle azioni e sui materiali. Collaudo.</p>	

	D.M. 14/01/2008	Documentazione	Esempi
Miglioramento	Tutti gli interventi che, non rientrando nella categoria dell'adeguamento, fanno variare significativamente la rigidezza, la resistenza e/o la duttilità dei singoli elementi o parti strutturali e/o introducono nuovi elementi strutturali, così che il comportamento strutturale locale o globale, particolarmente rispetto alle azioni sismiche, ne sia significativamente modificato. (La variazione dovrà avvenire in senso migliorativo, ad esempio impegnando maggiormente gli elementi più resistenti, riducendo le irregolarità in pianta e in elevazione, trasformando i meccanismi di collasso da fragili a duttili).	Progetto esecutivo limitatamente alle opere interessate dagli interventi: richiama la necessità di effettuare LA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA attraverso una relazione in cui si esplicitano i livelli di sicurezza prima e dopo l'intervento, in altre parole e una verifica sismica pre e post intervento Collaudo.	<ul style="list-style-type: none"> – Introduzione di nuovi elementi resistenti; – Modifica dei solai o copertura con tipologie diverse (laterizio a legno o viceversa).
Interventi di Riparazioni o Interventi locali (rafforzamento o sostituzione di singoli elementi strutturali)	Tutti gli interventi di riparazione, rafforzamento o sostituzione di singoli elementi strutturali (travi, architravi, porzioni di solaio, pilastri, pannelli murari) o parti di essi, non adeguati alla funzione strutturale che debbono svolgere, a condizione che l'intervento non cambi significativamente il comportamento globale della struttura, soprattutto ai fini della resistenza alle azioni sismiche, a causa di una variazione non trascurabile di rigidezza o di peso.		<ul style="list-style-type: none"> • Sostituzione di coperture e solai, solo a condizione che ciò non comporti una variazione significativa di rigidezza nel proprio piano, importante ai fini della redistribuzione di forze orizzontali, né un aumento dei carichi verticali statici. • Interventi di ripristino o rinforzo delle connessioni tra elementi strutturali diversi (ad esempio tra pareti murarie, tra pareti e travi o solai, anche attraverso l'introduzione di catene/tiranti).

	D.M. 14/01/2008	Documentazione	Esempi
	<p><i>Progetto esecutivo limitatamente alle opere interessate dagli interventi:</i></p> <p>LA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA (Relazione che documenti che gli interventi comportino un miglioramento delle condizioni preesistenti)</p> <p>NO COLLAUDO</p>		<p>• Variazione della configurazione di un elemento strutturale, attraverso la sua sostituzione o un rafforzamento localizzato (ad esempio l'apertura di un vano in una parete muraria, accompagnata da opportuni rinforzi) possono rientrare in questa categoria solo a condizione che si dimostri che la rigidità dell'elemento variato non cambi significativamente (aumento di rigidità inferiore al 15%) e che la resistenza e la capacità di deformazione, anche in campo plastico, non peggiorino ai fini del comportamento rispetto alle azioni orizzontali.</p>

4.2. Tipologie edifici esistenti in muratura

Gli edifici in muratura portante esistenti possono essere schematicamente classificati in tre tipologie:

- 1) Edifici con setti murari in mattoni o blocchi;
- 2) Edifici con solai ammassati in un cordolo perimetrale;
- 3) Edifici in cemento armato.

Appartengono a questa categoria gli edifici più recenti ed in particolare quelli costruiti dopo l'entrata in vigore del D.M. 1987 che prevedeva l'obbligo della realizzazione di cordoli in cemento armato a livello dei solai e della fondazione. In questo caso i solai sono di solito in laterocemento con presenza o meno di soletta in cemento armato. I cordoli assolvono la funzione di cerchiatura della muratura e di collegamento solai muratura; i solai in laterocemento possono spesso essere considerati infinitamente rigidi nel proprio piano. Una tale tipologia si avvicina molto da un punto di vista strutturale agli edifici in muratura cosiddetti nuovi e le forze da considerare maggiormente sono quelle agenti nel piano della muratura piuttosto che quelle ortogonali a quest'ultima.

In fase di schematizzazione del fabbricato è bene considerare che lo schema del solaio infinitamente rigido nel proprio piano è puramente teorico e che nella realtà il solaio subirà una deformazione nel proprio piano e che quindi la ripartizione dell'azione sismica potrà essere leggermente differente da quella ipotizzata.

La rigidità dell'impalcato non dipende solo dal tipo di solaio ma anche dalla geometria dell'impalcato stesso. Sono infatti spesso presenti a livello dei solai dei punti di indebolimento

CONSOLIDAMENTO DELLE FONDAZIONI

5.1. Indagini, caratterizzazione e modellazione geotecnica

Le indagini geotecniche devono essere programmate in funzione del tipo di opera e/o di intervento e devono riguardare il volume significativo, cioè quella parte di sottosuolo influenzata direttamente o indirettamente dalla costruzione del manufatto e che influenza il manufatto stesso, e devono permettere la definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo necessari alla progettazione.

I valori caratteristici delle grandezze fisiche e meccaniche da attribuire ai terreni devono essere ottenuti mediante specifiche prove di laboratorio su campioni indisturbati di terreno e attraverso l'interpretazione dei risultati di prove e misure in sito.

Per valore caratteristico di un parametro geotecnico deve intendersi una stima ragionata e cautelativa del valore del parametro nello stato limite considerato. Per modello geotecnico si intende uno schema rappresentativo delle condizioni stratigrafiche, del regime delle pressioni interstiziali e della caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni e delle rocce comprese nel volume significativo, finalizzato all'analisi quantitativa di uno specifico problema geotecnico. In particolare essere presi in considerazione i dati geotecnici riguardanti la stratigrafia del terreno, il regime delle pressioni interstiziali, le caratteristiche meccaniche dei terreni e tutti gli altri elementi significativi del sottosuolo, nonché le proprietà dei materiali da impiegare per la costruzione di opere di materiali sciolti. Inoltre la caratterizzazione degli ammassi rocciosi richiede l'individuazione dei sistemi di discontinuità presenti (forma, apertura, continuità, scabrezza, riempimento) e la definizione della loro giacitura e spaziatura.

I risultati delle indagini e prove geotecniche in sito devono essere documentati con:

- una planimetria della zona con indicate le posizioni delle verticali di indagine;
- indicazioni sui tipi e le caratteristiche delle attrezzature impiegate;
- i profili stratigrafici ottenuti dalle perforazioni di sondaggio e dagli scavi esplorativi;
- i particolari esecutivi delle prove e delle misure eseguite;
- i risultati delle prove e delle misure eseguite;
- le notizie di eventuali eventi particolari verificatisi durante l'esecuzione dei lavori e ogni altro dato utile per la caratterizzazione del sottosuolo.

La tabella 5.1 riporta i mezzi di indagine e le prove geotecniche in sito di più frequente uso.

Tabella 5.1. *Mezzi di indagine e prove geotecniche in sito (rif. tabella C6.2.1)*

Proprietà fisiche e meccaniche	Terreni a grana fine	Prove penetrometriche Prove scissometriche Prove dilatometriche Prove pressiometriche Prove di carico su piastra Prove di laboratorio
--------------------------------	----------------------	--

Proprietà fisiche e meccaniche	Terreni a grana grossa	Prove penetrometriche Prove di carico su piastra Prove di laboratorio
	Rocce	Prove speciali in sito (prove di taglio) Prove di carico su piastra Prove di laboratorio
Misure di pressione interstiziale	Terreni di qualsiasi tipo	Piezometri
Permeabilità	Terreni a grana fine	Misure piezometriche Prove di laboratorio
	Terreni a grana grossa	Prove idrauliche in fori di sondaggio Prove di emungimento da pozzi
Verifica di procedimenti tecnologici	Palificate	Prove di carico su pali singoli Prove di carico su gruppi di pali
	Impermeabilizzazioni	Prove di permeabilità in sito e misura di altezza piezometrica prima e dopo l'intervento
	Consolidamenti	Determinazione delle proprietà meccaniche in sito prima e dopo l'intervento Prove di laboratorio
Indagini di tipo geofisico	In foro con strumentazione in profondità	Cross hole Down hole Con "suspension logger"
	Senza esecuzioni di fori, con strumentazione in profondità	Penetrometro sismico Dilatometro sismico
	Con strumentazione in superficie	Prove SASW Prove di rifrazione sismica Prove di riflessione sismica

5.1.1. *Relazione geotecnica*

La Relazione Geotecnica contiene i principali risultati ottenuti dalle indagini e prove geotecniche, descrive la caratterizzazione e la modellazione geotecnica dei terreni interagenti con l'opera, e riassume i risultati delle analisi svolte per la verifica delle condizioni di sicurezza e la valutazione delle prestazioni nelle condizioni d'esercizio del sistema costruzione-terreno.

I principali contenuti di una Relazione Geotecnica possono essere schematizzati come segue:

- descrizione delle opere e degli interventi;
- problemi geotecnici e scelte tipologiche;
- descrizione del programma delle indagini e delle prove geotecniche;
- caratterizzazione fisica e meccanica dei terreni e delle rocce e definizione dei valori caratteristici dei parametri geotecnici;
- verifiche della sicurezza e delle prestazioni con identificazione dei relativi stati limite;
- approcci progettuali e valori di progetto dei parametri geotecnici (approccio 1 o 2);
- modelli geotecnici di sottosuolo e metodi di analisi;
- risultati delle analisi e loro commento.

È responsabilità del progettista la definizione del piano delle indagini, la caratterizzazione e la modellazione geotecnica.

Le indagini e le prove devono essere eseguite e certificate dai laboratori di cui all'art. 59 del D.P.R. 6 giugno 2001, n. 380 che fanno parte dell'elenco depositato presso il Servizio Tecnico Centrale del Ministero delle Infrastrutture.

Nel caso di costruzioni o di interventi di modesta rilevanza, che ricadano in zone ben conosciute dal punto di vista geotecnico, la progettazione può essere basata sull'esperienza e sulle conoscenze disponibili, ferma restando la piena responsabilità del progettista su ipotesi e scelte progettuali.

Per la definizione delle indagini può essere di utilità al progettista e al geologo la suddivisione nelle quattro classi di indagine fatta dalla Regione Toscana con il D.P.R. 9 luglio 2009, n. 36/R.

- *classe d'indagine n. 1, riferita alle opere di volume lordo inferiore a centocinquanta metri cubi con altezza in gronda inferiore a sei metri. Con riferimento a tale classe d'indagine sono sufficienti considerazioni di natura geologica, geofisica e geotecnica basate su indagini, da allegare in copia al progetto, già eseguite in prossimità dell'intervento o desunte da studi già compiuti e pubblicati con riferimento alle aree interessate. Tali considerazioni sono adeguatamente motivate, giustificate ed argomentate e sono compiute anche in presenza di problematiche di versante;*
- *classe d'indagine n. 2, riferita alle opere di volume lordo inferiore a millecinquecento metri cubi con altezza in gronda inferiore a dieci metri. Con riferimento a tale classe d'indagine, la categoria di suolo di fondazione e le geometrie sepolte si determinano mediante indagini geofisiche, quali quelle sismiche a rifrazione o riflessione, o mediante prove geotecniche elaborate mediante le metodologie ufficialmente riconosciute. Le indagini sono effettuate nel sito oggetto di studio o in aree adiacenti caratterizzati dagli stessi contesti geologici, geomorfologici e geotecnici. In presenza di problematiche di versante è prodotta, altresì, la verifica di stabilità del pendio e del complesso opera-pendio;*
- *classe d'indagine n. 3, riferita alle opere di volume lordo inferiore a seimila metri cubi con altezza in gronda inferiore a venti metri. Con riferimento a tale classe d'indagine, la categoria di suolo di fondazione e le geometrie sepolte si determinano mediante indagini geofisiche, quali quelle sismiche a rifrazione o riflessione, eseguite nel sito oggetto di studio. In presenza di problematiche di versante sono altresì prodotte verifiche di stabilità del pendio e del complesso opera-pendio basate su sondaggi geognostici. La definizione dei parametri geotecnici è basata su sondaggi geognostici;*
- *classe d'indagine n. 4, riferita ad opere di volume lordo superiore a seimila metri cubi o, in ogni caso, se l'altezza in gronda è superiore a venti metri. Con riferimento a tale classe d'indagine, la categoria di suolo di fondazione e le geometrie sepolte si determinano mediante prove sismiche in foro. In presenza di problematiche di versante sono altresì prodotte verifiche di stabilità del pendio e del complesso opera-pendio. La definizione dei parametri geotecnici è basata su sondaggi geognostici, attrezzati con inclinometri ove si ricada nella zona classificata dal piano strutturale o dal regolamento urbanistico di pericolosità geomorfologica molto elevata (G4), secondo la definizione di cui all'allegato A, paragrafo c, del D.P.G. regione Toscana 26/R/2007.*

ARCHI E VOLTE IN MURATURA

6.1. Meccanismi di collasso

Negli archi e nelle volte spesso si notano lesioni concentrate in pochi punti, assimilabili a cerniere strutturali, che, quando superano il numero di tre, generano un meccanismo labile di collasso; l'arco, che è un elemento notoriamente tre volte iperstatico si trasforma in un cinematismo.

La trasformazione in tale cinematismo può avvenire nei vari modi di seguito descritti brevemente (vedi figura 6.1):

Meccanismo asimmetrico a imposte fisse

Questo meccanismo porta alla formazione di 4 cerniere alternate tra estradosso ed intradosso dell'arco/volta; la prima cerniera, di solito all'imposta dell'arco, è sull'estradosso e nella parte meno caricata. Il formarsi delle cerniere è innescato da carichi, verticali e/o orizzontali localizzati su una metà dell'arco ed in particolare da carichi concentrati in prossimità di $\frac{1}{4}$ della luce dell'arco/volta 8 ad esempio per la presenza di un muro o un tramezzo pesante, ecc.).

Meccanismo simmetrico a imposte fisse

Questo meccanismo porta alla formazione di 5 cerniere alternate tra estradosso ed intradosso dell'arco/volta, delle quali le due terminali sono localizzate alle imposte e sono sull'estradosso.

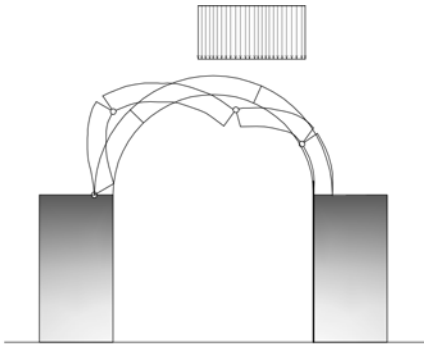
Un meccanismo di questo tipo riguarda le volte aventi un rapporto tra spessore e luce inferiore al minimo consentito per quella tipologia e si innesca immediatamente al momento del disarmo dalle centine o quando si rimuove un rinfiacco. Questo caso non interessa il recupero edilizio in quanto è il caso limite nel quale la struttura collassa immediatamente.

Meccanismo con apertura delle imposte

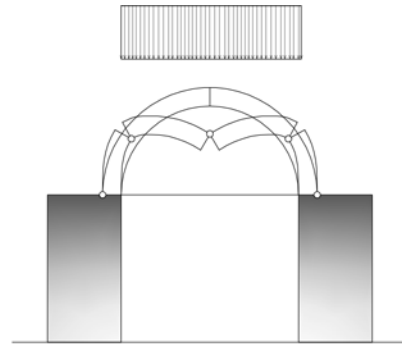
Anche questo meccanismo, che riguarda principalmente le volte in assenza di catene o cupole impostate su un esile tamburo e senza contrafforti, porta alla formazione di 5 cerniere; 3 cerniere nell'arco, alternate tra estradosso e intradosso, e due alla base delle murature (talvolta si può avere la traslazione orizzontale dei muri anziché la formazione delle due cerniere alla base di questi). Questo meccanismo può essere innescato da qualunque tipologia di carico verticale ed in particolare da carichi concentrati sulla chiave dell'arco/volta.

Meccanismo con chiusura delle imposte

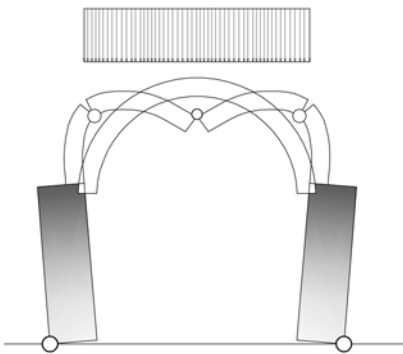
Questo meccanismo porta alla formazione di 6 cerniere; 4 cerniere si formano nell'arco di cui due alle imposte sull'estradosso e due in prossimità delle reni sull'intradosso; due cerniere si formano alla base interna dei muri o piedritti che ruotano verso l'interno. Tale meccanismo è innescato, evidentemente, da carichi orizzontali che spingono i muri o piedritti verso l'interno; in questo caso ogni carico verticale sull'estradosso dell'arco contribuirà alla stabilità del manufatto.



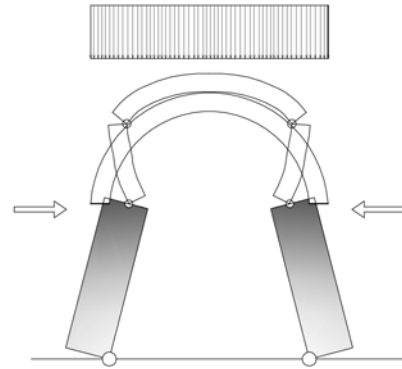
Meccanismo asimmetrico a imposte fisse



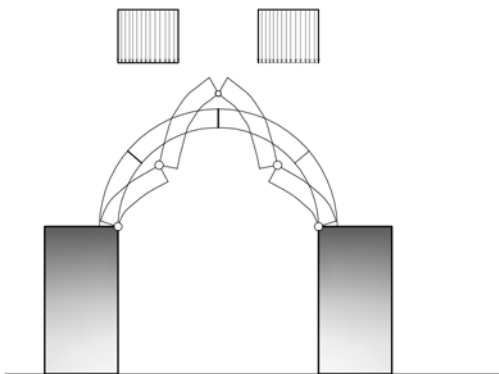
Meccanismo simmetrico a imposte fisse



Meccanismo con apertura delle imposte



Meccanismo con chiusura delle imposte



Meccanismo simmetrico a imposte con innalzamento della chiave

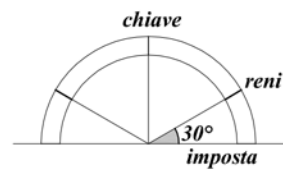


Figura 6.1. Meccanismi di rottura di archi e volte

Meccanismo simmetrico a imposte fisse, con innalzamento della chiave

Questo meccanismo porta alla formazione di 5 cerniere alternate tra intradosso ed estradosso in maniera inversa al Meccanismo simmetrico a imposte fisse: pertanto le cerniere terminali si formano all'intradosso così come quella in chiave; le due cerniere, simmetriche rispetto alla chiave dell'arco sono invece all'estradosso.

Un meccanismo di questo tipo riguarda in particolare le volte a botte a sesto ribassato e alcune tipologie di cupole con lanterna; occorre fare attenzione al fatto che per tali strutture il rinfiacco dell'arco (carichi intorno alle reni) rappresenta una sollecitazione che innesca il meccanismo. Nelle cupole con la presenza della lanterna questa, anche se ovvio, è bene sottolineare che non va assolutamente rimossa rappresentando un carico che dà stabilità al manufatto.

6.2. Tecniche di intervento e consolidamento su archi e volte in muratura

Nel progetto di recupero e/rinforzo strutturale di archi e volte si dovrà intervenire in modo tale da impedire la formazione dei meccanismi di collasso sopra sommariamente descritti.

Quando la "curva delle pressioni" risulta tangente in più punti ai profili esterni dell'arco, essendo questo costituito da materiale resistente a compressione ma non a trazione, avvengono rotazioni localizzate tra i conci, con formazione di cerniere, in numero tale da poter generare un meccanismo di collasso.

In fase di collasso le cerniere danno luogo sempre a fessurazioni alternate tra intradosso ed estradosso; le cerniere causano rotazioni rigide tra i vari segmenti dell'arco o della volta.

Nella scelta del metodo di recupero e/o rinforzo dell'arco bisognerà allora evitare che si formino o le cerniere all'intradosso o quelle all'estradosso, in questo modo nella struttura non si formerà alcun meccanismo di collasso; l'arco iperstatico degrada ad una struttura isostatica quale l'arco a tre cerniere senza diventare labile o ipostatica.

Si elencano alcuni metodi di consolidamento di archi e volte in riferimento a quanto prescritto al punto C8A.5.2 delle NTC 2008:

- 1) Una soluzione classica, che ha però lo svantaggio di essere invasiva e quindi non sempre accettabile, è il posizionamento di catene in acciaio (tiranti) di contrasto all'intradosso dell'arco o della volta, inserite alla quota delle reni al fine di opporsi ai carichi ribaltanti che agiscono sui piedritti o sui muri laterali. Per mettere in opera il tirante occorre perforare l'arco e predisporre apposite teste metalliche (di solito piastre in acciaio) di ancoraggio. Normalmente il tirante è reso solidale con l'ancoraggio mediante saldatura o imbullonatura a una testa "testa morta", all'altra estremità si deve realizzare un dispositivo che renda possibile la tesatura del cavo e di bloccarlo; generalmente il bloccaggio avviene mediante bulloni o più anticamente mediante cunei.

La fase fondamentale di questo intervento è la tesatura del tirante; se infatti si posizionasse un tirante senza avere l'accortezza di pretenderlo questo una volta entrato in funzione si allungherebbe per effetto dei carichi rendendo del tutto vano l'intervento. La forza di trazione N_0 da dare al cavo ($N_0 = f_{yd} \cdot A$) (dove A è l'area del cavo) deve essere calcolata considerando solo i carichi permanenti G_1 e G_2 e non quelli accidentali Q_k per evitare che in assenza di questi ultimi il cavo tenda a schiacciare l'arco o la volta verso l'interno con effetti opposti a quello dei carichi gravanti sull'arco o sulla volta.

ELEMENTI STRUTTURALI IN LEGNO

7.1. Elementi strutturali in legno

Il legno, in particolare il legno massiccio, è un materiale largamente usato nelle vecchie costruzioni per elementi orizzontali (solai) o coperture. L'attuale normativa ha regolamentato il calcolo di questo tipo di strutture. Per le verifiche di strutture in legno esistenti si dovrà provvedere ad una corretta valutazione delle caratteristiche del legno e, in particolare, degli eventuali stati di degrado.

I materiali e i prodotti devono rispondere ai requisiti indicati nel Capitolo 11.7 delle NTC (*Materiali e prodotti a base di legno*).

Tutto il legno per impieghi strutturali deve essere classificato secondo la resistenza, prima della sua messa in opera.

L'impostazione generale relativa alla valutazione della sicurezza delle strutture di legno di nuova costruzione può essere utilizzata anche per le strutture di legno esistenti purché si provveda ad una attenta valutazione delle caratteristiche fisiche e meccaniche del legno con metodi di prova diretti o indiretti. I calcoli, riferiti alle reali dimensioni geometriche degli elementi in sito, terranno opportunamente conto dei difetti del legno, degli eventuali stati di degrado, delle condizioni effettive dei vincoli e dei collegamenti.

Con riferimento anche a quanto previsto nel Capitolo 8.5 delle NTC, particolare attenzione va posta inoltre per le costruzioni antiche di rilevante interesse storico per le quali risulti rilevante l'interesse per il mantenimento dei materiali originali, e per le quali si giustifica l'impiego di prove e criteri di valutazione che tengano conto anche delle prestazioni dimostrate dagli elementi strutturali nel corso della storia dell'opera.

7.2. Valutazione della sicurezza

La valutazione della sicurezza deve essere svolta secondo il metodo degli stati limite. I requisiti richiesti di resistenza, funzionalità e robustezza si garantiscono verificando gli stati limite ultimi e gli stati limite di esercizio della struttura, dei singoli componenti strutturali e dei collegamenti.

Il legno è un materiale di origine biologica e pertanto le sue caratteristiche fisiche e il suo comportamento meccanico sono strettamente legati all'anatomia della pianta di provenienza.

All'interno del tronco, idealmente cilindrico, si individuano tre direzioni principali (longitudinale, radiale e circonferenziale) a cui corrispondono tre sezioni (trasversale, radiale e tangenziale), per ognuna delle quali è possibile definire caratteristiche morfologiche differenziate e caratteristiche fisiche e meccaniche molto variabili, che conferiscono al materiale uno spiccato comportamento anisotropo.

Le caratteristiche naturali del legno (presenza di nodi, inclinazione della fibratura, presenza di cretti, presenza di legno di reazione, ...) possono rappresentare da un punto di vista strutturale

dei difetti che vanno debitamente considerati procedendo ad una accurata selezione e classificazione e, ove possibile, contemplati nei calcoli.

La principale caratteristica fisica che influenza le prestazioni del legno è rappresentata dal comportamento igroscopico, connesso alla capacità di assorbire e rilasciare umidità all'atmosfera circostante.

Per quanto riguarda la durabilità, particolare attenzione verrà posta alla sensibilità del legno al biodegradamento, principalmente per azione di funghi ed insetti xilofagi.

La definizione degli stati limite, sia in condizioni ultime che nelle condizioni di esercizio, tiene perciò conto di tali specifiche caratteristiche del materiale.

7.3. Analisi strutturale

Nell'analisi globale della struttura, in quella dei sistemi di controvento e nel calcolo delle membrature si deve tenere conto delle imperfezioni geometriche e strutturali.

A tal fine possono adottarsi adeguate imperfezioni geometriche equivalenti, il valore delle quali può essere reperito in normative di comprovata validità.

L'analisi della struttura si può effettuare assumendo un comportamento elastico lineare dei materiali e dei collegamenti considerando i valori pertinenti (medi o caratteristici) del modulo elastico dei materiali e della rigidità delle unioni, in funzione dello stato limite e del tipo di verifica considerati.

I calcoli devono essere svolti usando appropriate schematizzazioni e, se necessario, supportati da prove. Lo schema adottato deve essere sufficientemente accurato per simulare con ragionevole precisione il comportamento strutturale della costruzione, anche in relazione alle modalità costruttive previste.

Per quelle tipologie strutturali in grado di ridistribuire le azioni interne, anche grazie alla presenza di giunti di adeguata duttilità, si può far uso di metodi di analisi non lineari.

In presenza di giunti meccanici si deve, di regola, considerare l'influenza della deformabilità degli stessi.

Per tutte le strutture, in particolare per quelle composte da parti con diverso comportamento reologico, le verifiche, per gli stati limite ultimi e di esercizio, devono essere effettuate con riferimento, oltre che alle condizioni iniziali, anche alle condizioni finali (a tempo infinito).

La individuazione degli schemi strutturali non può prescindere dal reale comportamento delle singole membrature e dei collegamenti nelle varie fasi costruttive, anche in relazione alle imperfezioni geometriche e strutturali, la cui definizione quantitativa può essere effettuata anche sulla base di indicazioni di altre normative pertinenti di consolidata validità.

L'analisi della struttura terrà conto non solo delle caratteristiche di resistenza e di rigidità dei materiali impiegati, ma anche della loro duttilità e delle loro caratteristiche reologiche, in relazione alle classi di servizio.

Generalmente, l'analisi della struttura può essere condotta con riferimento a un comportamento elastico lineare del materiale e dei collegamenti; nel caso in cui sia quantificabile un comportamento duttile dei collegamenti, il loro effetto può essere portato in conto mediante una analisi lineare con redistribuzione o, più in generale, con analisi non lineari.

I collegamenti normalmente utilizzati nelle costruzioni lignee, per i quali la rigidità flessionale è trascurabile, possono essere schematizzati, da un punto di vista cinematico, come

cerniere. Qualora la rigidezza flessionale non sia trascurabile si adotteranno schematizzazioni dei vincoli più realistiche.

Particolare attenzione andrà posta nella individuazione del reale meccanismo di trasmissione degli sforzi conseguente alla conformazione geometrica del collegamento, al fine di individuare eventuali disassamenti o possibili eccentricità

Le analisi dovranno comunque tenere conto della evoluzione nel tempo delle caratteristiche del legno con riferimento non solo alle condizioni iniziali, ma anche al loro sviluppo fino alle condizioni a lungo termine di cui al capitolo 4.4.7 delle NTC.

7.3.1. Azioni e loro combinazioni

I valori delle azioni e le loro combinazioni devono essere valutati come già descritto nel capitolo 1 del presente testo.

La presenza di stati di precompressione deve essere considerata con cautela e, se possibile, evitata a causa dei fenomeni viscosi del materiale molto pronunciati per tali stati di sollecitazione, sia nel caso di compressione parallela alla fibratura sia, soprattutto, per quello di compressione ortogonale alla fibratura.

È opportuno evitare, per quanto possibile, gli stati di coazione longitudinali o trasversali alla fibratura. In ogni caso i loro effetti saranno valutati, caso per caso, con particolare cautela, mettendo esplicitamente in conto l'evoluzione nel tempo delle deformazioni del legno.

7.3.2. Classi di durata del carico

Le azioni di calcolo devono essere assegnate ad una delle classi di durata del carico elencate nella tabella seguente:

Tabella 7.1. *Classi di durata del carico*

Classe di durata del carico	Durata del carico
Permanente	più di 10 anni
Lunga durata	6 mesi – 10 anni
Media durata	1 settimana – 6 mesi
Breve durata	meno di 1 settimana
Istantaneo	–

Le classi di durata del carico si riferiscono a un carico costante attivo per un certo periodo di tempo nella vita della struttura. Per un'azione variabile la classe appropriata deve essere determinata in funzione dell'interazione fra la variazione temporale tipica del carico nel tempo e le proprietà reologiche dei materiali.

Ai fini del calcolo in genere si può assumere quanto segue:

- il peso proprio e i carichi non rimovibili durante il normale esercizio della struttura, appartengono alla classe di durata permanente;
- i carichi permanenti suscettibili di cambiamenti durante il normale esercizio della struttura e i carichi variabili relativi a magazzini e depositi, appartengono alla classe di lunga durata;
- i carichi variabili degli edifici, ad eccezione di quelli relativi a magazzini e depositi, appartengono alla classe di media durata;

SOLAI IN CEMENTO ARMATO, ACCIAIO E SCALE

8.1. Richiami sulla verifica a flessione e taglio di travi in C.A.

8.1.1. Flessione retta

Verifica a flessione agli Stati Limite Ultimi sezione rettangolare con armatura semplice di base b ed altezza h

Ipotizzando:

$$\sigma_s = f_{yd} \quad \varepsilon_c = \varepsilon_{cu} = -3,5\text{‰} \quad \varepsilon_{yd} < \varepsilon_s$$

si può progettare l'armatura in trazione con $A_s = M_{Ed} / (0,9 \cdot d \cdot f_{yd})$

Per il controllo della duttilità della sezione è in genere bene che risulti:

- $x/d \leq 0,45$ per calcestruzzo con resistenza fino a C35/45;
- $x/d \leq 0,35$ per calcestruzzo con resistenza maggiore o uguale a C40/50.

Nel calcolo di verifica (v. figura 8.1) si conoscono le caratteristiche geometriche della sezione e le caratteristiche meccaniche dei materiali, l'area dell'armatura metallica tesa A_s (armatura in compressione $A_s' = 0$) e il momento di progetto M_{Ed} .

Occorre determinare il momento resistente di calcolo M_{Rd} della sezione e controllare che risulti:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd}$$

Nei calcoli si ipotizza che il diagramma delle deformazioni presenta una variazione lineare (le sezioni si mantengono piane durante la deformazione), mentre per le tensioni di compressione nel calcestruzzo si considera il solito diagramma parabola-rettangolo.

La risultante delle tensioni di trazione (S) passa per il baricentro delle armature tese, mentre la risultante delle tensioni di compressione (C) passa per il baricentro del diagramma che dista dalla corda superiore compressa della sezione della quantità $d_G = a \cdot x$.

Il braccio della coppia resistente interna, formata dalle due forze uguali ed opposte C e S , risulta quindi: $z = (d - a \cdot x)$.

Determinazione dell'asse neutro

La posizione dell'asse neutro si ottiene imponendo la condizione di equilibrio alla traslazione orizzontale, ossia: $C = S$.

Essendo:

$$C = -b_1 \cdot f_{cd} \cdot x \cdot b \quad S = A_s \cdot f_{yd}$$

dove il coefficiente b_1 assume il valore costante di circa 0,81 ed il coefficiente a di 0,416.

Sostituendo si ottiene:

$$x = \frac{A_s \cdot f_{y,d}}{0,81 f_{cd} \cdot b}$$

Determinazione dell'allungamento unitario dell'acciaio

Considerando i triangoli rettangoli simili del diagramma delle dilatazioni si ha:

$$e_c : x = e_s : [-(d-x)]$$

da cui:

$$\varepsilon_s = \left[\frac{(x-d)}{x} \right] \cdot \varepsilon_c$$

dove: $\varepsilon_c = -3,5\%$.

Per aversi un comportamento duttile deve risultare: $\varepsilon_{yd} < \varepsilon_s$ per cui si ha $\sigma_s = f_{yd}$.

Occorre controllare che la dilatazione nell'acciaio sia superiore al suo limite di snervamento ($\varepsilon_{yd} < \varepsilon_s$) perché altrimenti la rottura avverrebbe per schiacciamento del calcestruzzo ancor prima che l'acciaio si sia snervato.

È il caso questo di sezioni con forti armature. In questo caso si possono avere meccanismi di rottura poco duttili.

Calcolo del momento resistente di calcolo M_{Rd}

Le risultanti delle tensioni di compressione C e di trazione S devono avere uguale intensità, salvo inevitabili approssimazioni, per cui il momento resistente di calcolo risulta:

$$M_{Rd} = C \cdot (d - \alpha \cdot x) \quad \text{oppure} \quad M_{Rd} = S \cdot (d - \alpha \cdot x) \quad \text{con} \quad \alpha = 0,416$$

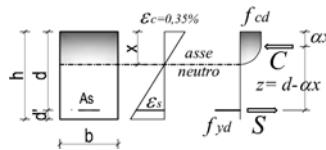


Figura 8.1. Trave rettangolare armata semplice SLU

8.1.2. Verifica delle tensioni di esercizio

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle **combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni**, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si deve verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti di seguito riportati.

L'asse neutro si trova imponendo che il momento statico rispetto all'asse neutro, (asse baricentrico della sezione ideale acciaio-calcestruzzo) sia uguale a zero: $b \cdot x^2/2 - n \cdot A_s \cdot (d-x) = 0$ che risolta rispetto ad x fornisce la posizione dell'asse neutro.

Le tensioni massime nel calcestruzzo e nell'acciaio si trovano con:

$$\sigma_{c,\max} = \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot (d - x/3)} < 0,45 \cdot f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente}$$

oppure utilizzando il momento d'inerzia sezione ideale rispetto all'asse neutro è dato da:

$$J_{x,id} = \frac{b \cdot x^3}{3} + n \cdot A_s \cdot (d - x)^2$$

$$\sigma_{c,\max} = \frac{M \cdot x}{J_{x,id}} \quad \text{e} \quad \sigma_s = \frac{n \cdot \sigma_{c,\max} \cdot (d - x)}{x} < 0,8 f_{yk}$$

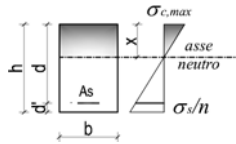


Figura 8.2. Trave rettangolare in armatura semplice SLE

8.1.3. Verifica a flessione agli Stati Limite Ultimi sezione rettangolare con armatura doppia di base b ed altezza h

Nella sezione ad armatura doppia le barre dell'armatura metallica sono disposte sia in zona tesa, sia in zona compressa.

Nel calcolo di verifica sono noti il momento flettente di progetto M_{Ed} , le caratteristiche geometriche della sezione b ed h , le caratteristiche meccaniche dei materiali e l'area delle armature metalliche compressa A'_s e tesa A_s .

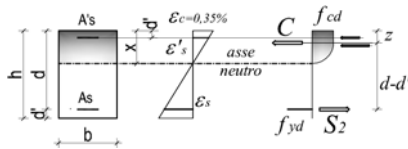


Figura 8.3. Trave rettangolare in armatura doppia

Posizione dell'asse neutro x

Per l'equilibrio alla traslazione orizzontale deve risultare: $C_c + S_1 - S_2 = 0$.

Avendo indicato con C_c la risultante delle tensioni di compressione nel calcestruzzo, con S_1 la risultante delle tensioni nell'acciaio compresso e con S_2 la risultante delle tensioni di trazione nell'acciaio teso.

Ossia:

$$b_1 \cdot f_{cd} \cdot x \cdot b + A'_s \cdot f_{yd} - A_s \cdot f_{yd} = 0$$

da cui:

$$x = \frac{A_s \cdot f_{y,d}}{0,81 f_{cd} \cdot b}$$

CONCLUSIONI

Dal testo si deduce l'importanza della cultura, della conoscenza del strutturale e dell'esperienza del progettista che è chiamato a scegliere le tecniche più opportune per assicurare la stabilità globale o di singole parti del fabbricato.

Spesso, infatti, molte opere strutturali sembrano non ricadere nella normativa sismica.

Faccio un esempio significativo e molto chiaro. In un edificio nuovo in cemento armato quando si deve fare la verifica a taglio il taglio di progetto viene calcolato con la formula:

Al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al taglio, le sollecitazioni di taglio da utilizzare per le verifiche ed il dimensionamento delle armature si ottengono dalla condizione di equilibrio del pilastro soggetto all'azione dei momenti resistenti nelle sezioni di estremità superiore $M^s_{C,Rd}$ e inferiore $M^i_{C,Rd}$ secondo l'espressione:

$$V_{Ed} = \frac{\gamma_{Rd} (M^s_{C,Rd} + M^i_{C,Rd})}{l_p}$$

nella quale l_p è la lunghezza del pilastro.

La norma dice esplicitamente che nel caso in cui i tamponamenti non si estendano per l'intera altezza dei pilastri adiacenti, le sollecitazioni di taglio da considerare per la parte del pilastro priva di tamponamento sono calcolati utilizzando la relazione (punto 7.4.5), dove l'altezza l_p è assunta è assunta pari alla estensione della parte di pilastro priva di tamponamento. In questo caso sappiamo bene la difficoltà che si incontra nel calcolare il numero e passo delle staffe (pilastro tozzo).

Supponiamo ora di avere un edificio esistente in cemento armato con tamponamenti a tutta altezza ($l_p =$ altezza pilastro); per motivi igienico sanitari si decide di sbassare i tamponamenti per creare delle finestre a nastro. Questo tipo di intervento, che agisce solo sui tamponamenti, normalmente non viene considerato un intervento strutturale e non viene fatta neanche la pratica al Genio Civile.

In realtà cosa abbiamo modificato: abbiamo modificato il taglio di progetto sui pilastri. In questo caso, magari inconsapevolmente, abbiamo in qualche modo innescato il meccanismo di collasso di quel fabbricato che molto probabilmente crollerà per rottura a taglio di quei pilastri.

Altro esempio potrebbe essere quello di togliere buona parte dei tamponamenti al piano terreno per la creazione di vetrine di negozi o altro. Molto probabilmente stiamo innescando il meccanismo di collasso di piano soffice.

Esempi come questo se ne potrebbero fare molti e sta quindi alla sensibilità e conoscenza del progettista stabilire i giusti interventi di consolidamento.

Purtroppo questi tipi di interventi vengono classificati e dichiarati ai comuni come interventi che non alterano lo schema strutturale del fabbricato solo perché si agisce sui tamponamenti.

INSTALLAZIONE DEL SOFTWARE INCLUSO

10.1. Note sul software incluso

Il software incluso¹ consente al Tecnico Progettista, attraverso fogli di calcolo Excel, di risolvere alcuni dei più frequenti calcoli di routine.

I fogli di calcolo consentono di eseguire:

- Calcolo cerchiature nelle murature (1 setto di partenza);
- Calcolo cerchiature nelle murature (2 setti di partenza);
- Calcolo cerchiature nelle murature (3 setti di partenza);
- Calcolo cerchiature nelle murature (6 setti di partenza);
- Calcolo azione sismica elementi secondari (NTC 2008);
- Progetto di divisori in cartongesso (NTC 2008);
- Calcolo e verifica di solai e coperture in legno;
- Calcolo e verifica di solai in laterocemento (verifica agli SLU e agli SLE);
- Calcolo e verifica di trave in c.a. con momenti assegnati (verifica agli SLU e agli SLE);
- Verifica elementi secondari e catene;
- Verifica soletta c.a. per solai in travetti e pignatte;
- Verifica tamponature (NTC 2008);
- Verifica tiranti.

Per quanto riguarda il calcolo delle cerchiature metalliche i vari casi presentati sono facilmente modificabili dal progettista inserendo o togliendo nuovi setti o aperture; in tal modo ricoprono tutte le casistiche possibili che si vengono a presentare. I setti con lunghezza inferiore a tre volte l'altezza di interpiano non vengono considerati resistenti alle azioni orizzontali.

I fogli di calcolo per la verifica delle cerchiature determinano per lo stato attuale e per lo stato di progetto la rigidità, il taglio ultimo e lo spostamento ultimo di ciascun setto murario.

Per ogni setto murario viene assunto come taglio ultimo il minimo tra i valori seguenti:

Taglio per pressoflessione:

$$M_u = \frac{l^2 \cdot t \cdot \sigma_0}{2} \cdot \left(1 - \frac{\sigma_0}{0,85 f_d} \right)$$

e quindi:

$$V_t = \frac{2 \cdot M_u}{h}$$

¹ Il software incluso è parte integrante della presente pubblicazione e resterà disponibile nel menu **G-cloud** dell'area personale del sito **www.grafill.it**.

Taglio per fessurazione diagonale:

$$V_t = \left[l \cdot t \cdot 1,5 \frac{\tau_{0d}}{b} \right] \cdot \sqrt{1 + (\sigma_0 / f_d)} = \frac{l \cdot f_{td}}{b} \cdot \sqrt{1 + \sigma_0 / f_d}$$

Taglio per scorrimento:

$$f_{vd} = \frac{f_{vK}}{\gamma_M} = \frac{f_{vko} + 0,4\sigma_n}{\gamma_M}$$

e quindi:

$$V_t = l \cdot t \cdot f_{yd}$$

Per ogni setto murario, sulla base del taglio ultimo minimo, si ricava il corrispondente spostamento relativo. In base al valore minimo di tutti gli spostamenti elastici dei setti costituenti la parete si ricalcolano le forze resistenti di ciascun setto e quindi il taglio ultimo della parete. Per la parete corrispondente allo stato di progetto si determina anche la forza che assorbe la cerchiatura metallica in corrispondenza dello spostamento minimo precedente.

Lo spostamento ultimo di ciascun setto, sulla base del § C.8.7.1.4. delle NTC, viene determinato come percentuale dell'altezza ed in particolare: 0,4% h per meccanismo di rottura per taglio 0,6% h per meccanismo di rottura per pressoflessione.

10.2. Requisiti hardware e software

- Processore da 2.00 GHz;
- MS Windows XP SP3/Vista/7/8/10 (è necessario disporre dei privilegi di amministratore);
- MS .Net Framework 4 o vs. successive;
- 250 MB liberi sull'HDD;
- 2 GB di RAM;
- MS Excel 2003 o vs. successive;
- Accesso ad internet e browser web.

10.3. Download del software e richiesta della password di attivazione

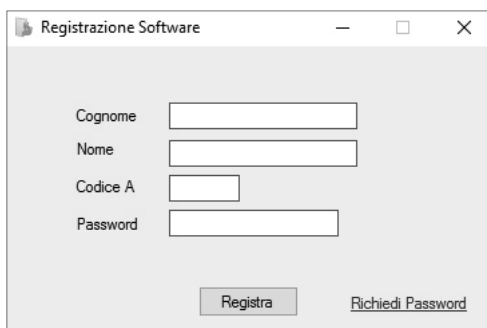
1) Collegarsi al seguente indirizzo internet:

http://www.grafill.it/pass/895_9.php

- 2) Inserire i codici "A" e "B" (vedi ultima pagina del volume) e cliccare **[Continua]**.
- 3) **Per utenti registrati** su www.grafill.it: inserire i dati di accesso e cliccare **[Accedi]**, accettare la licenza d'uso e cliccare **[Continua]**.
- 4) **Per utenti non registrati** su www.grafill.it: cliccare su **[Iscriviti]**, compilare il form di registrazione e cliccare **[Iscriviti]**, accettare la licenza d'uso e cliccare **[Continua]**.
- 5) Un **link per il download del software** e la **password di attivazione** saranno inviati, in tempo reale, all'indirizzo di posta elettronica inserito nel form di registrazione.

10.4. Installazione ed attivazione del software

- 1) Scaricare il setup del software (file *.exe) cliccando sul link ricevuto per e-mail.
- 2) Installare il software facendo doppio-click sul file **88-8207-896-6.exe**.
- 3) Avviare il software:
 - Per utenti **MS Windows Vista/7/8**:
[Start] > [Tutti i programmi] > [Grafill] > [Recupero edilizio strutture in muratura] (cartella) > [Recupero edilizio strutture in muratura] (icona di avvio)
 - Per utenti **MS Windows 10**:
[Start] > [Tutte le app] > [Grafill] > [Recupero edilizio strutture in muratura] (icona di avvio)
- 4) Compilare la maschera *Registrazione Software* e cliccare su **[Registra]**.



Registrazione Software

Cognome

Nome

Codice A

Password

Registra Richiedi Password

- 5) Verrà visualizzata la maschera iniziale del software, di seguito rappresentata, dalla quale si potrà accedere alle utilità disponibili.

