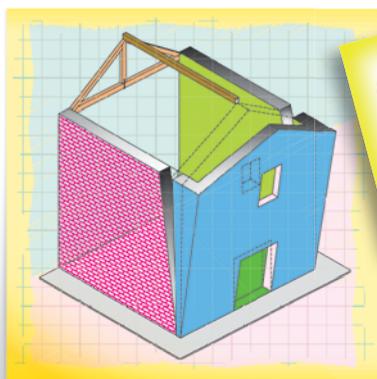


Riccardo Mariotti

RECUPERO EDILIZIO STRUTTURE IN MURATURA

INTERVENTI LOCALI, MIGLIORAMENTO E ADEGUAMENTO SISMICO

SECONDA EDIZIONE



**PRONTO
GRAFILL**

Clicca e richiedi di essere contattato
per informazioni e promozioni

SOFTWARE INCLUSO

WEBAPP CON AGGIORNAMENTO AUTOMATICO

FOGLI EXCEL PER CALCOLI DI ROUTINE RELATIVI A STRUTTURE IN MURATURA

SPECIALE PROGETTAZIONE STRUTTURALE ANTISISMICA

(Normativa nazionale, normativa regionale e giurisprudenza)



GRAFILL

Riccardo Mariotti

RECUPERO EDILIZIO STRUTTURE IN MURATURA

Ed. II (09-2019)

ISBN 13 978-88-277-0076-1

EAN 9 788827 700761

Collana **Manuali** (246)

Mariotti, Riccardo <1961->

Recupero edilizio strutture in muratura / Riccardo Mariotti.

– 2. ed. – Palermo : Grafill, 2019.

(Manuali ; 246)

ISBN 978-88-277-0076-1

1. Strutture in muratura.

624.183 CDD-23

SBN PalQ319075

CIP – Biblioteca centrale della Regione siciliana "Alberto Bombace"

© **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

**CONTATTI
IMMEDIATI**



ProntoGRAFILL
Tel. 091 226679



Chiamami
chiamami.grafill.it



Whatsapp
grafill.it/whatsapp



Messenger
grafill.it/messenger



Telegram
grafill.it/telegram

Finito di stampare nel mese di settembre 2019

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.



**PRONTO
GRAFILL**



**CLICCA per maggiori informazioni
... e per te uno SCONTO SPECIALE**

SOMMARIO

PREFAZIONE	p.	13
1. ANALISI DEI CARICHI: AZIONE SIMICA		
E METODI DI ANALISI STRUTTURALE	"	15
1.1. Carichi verticali e masse.....	"	15
1.1.1. Pesi propri dei materiali strutturali.....	"	15
1.1.2. Carichi permanenti non strutturali (G_2).....	"	15
1.1.3. Elementi divisori interni (tramezzi).....	"	15
1.2. Carichi variabili.....	"	16
1.2.1. Sovraccarichi verticali uniformemente distribuiti.....	"	18
1.2.2. Sovraccarichi verticali concentrati.....	"	18
1.3. Carico neve.....	"	18
1.3.1. Copertura ad una falda.....	"	20
1.3.2. Copertura a due falde.....	"	21
1.3.3. Coperture a più falde.....	"	21
1.3.4. Coperture cilindriche.....	"	22
1.3.5. Accumuli in corrispondenza di sporgenze.....	"	23
1.3.6. Neve aggettante dal bordo di una copertura.....	"	24
1.4. Azione del vento.....	"	24
1.4.1. Pressione cinetica di riferimento.....	"	24
1.4.1.1. Velocità base di riferimento.....	"	25
1.4.1.2. Velocità di riferimento.....	"	26
1.4.1.3. Azioni statiche equivalenti.....	"	26
1.4.2. Pressione del vento.....	"	26
1.4.3. Avvertenze progettuali nei confronti dell'azione del vento.....	"	31
1.5. Combinazione delle azioni.....	"	32
1.6. Stati limite e relative probabilità di superamento.....	"	34
1.7. Azione sismica.....	"	35
1.7.1. Vita nominale di progetto.....	"	35
1.7.2. Classe d'uso (CU).....	"	36
1.7.3. Periodo di riferimento per l'azione sismica.....	"	36
1.7.4. Categorie sottosuolo.....	"	36
1.7.5. Calcolo azione sismica di progetto.....	"	37
1.7.6. Il fattore di comportamento q per edifici in cemento armato.....	"	41
1.7.7. Il fattore comportamento per edifici in muratura portante.....	"	48

1.7.8.	Calcolo Azione sismica – Spettri di risposta di progetto per gli stati limite di danno (SLD), di salvaguardia della vita (SLV) e di prevenzione di collasso (SLC)	p.	49
1.7.9.	Spettro di risposta elastico in spostamento delle componenti orizzontali	"	54
1.7.10.	Regolarità delle strutture	"	55
1.8.	Metodi di analisi sismica	"	58
1.8.1.	Requisiti nei confronti degli Stati Limite	"	58
1.8.2.	Criteri generali di progettazione dei sistemi strutturali e modellazione	"	59
1.8.3.	Comportamento strutturale	"	61
1.8.4.	Classi di duttilità	"	62
1.8.5.	Progettazione in capacità e fattori di sovraresistenza	"	63
1.8.6.	Zone dissipative e relativi dettagli costruttivi	"	65
1.8.7.	Requisiti strutturali degli elementi di fondazione	"	65
	1.8.7.1. Fondazioni superficiali o dirette	"	65
	1.8.7.2. Fondazioni su pali o indirette	"	66
	1.8.7.3. Collegamenti orizzontali tra gli elementi di fondazione	"	66
1.9.	Criteri di modellazione della struttura e dell'azione sismica	"	67
1.9.1.	Modellazione della struttura	"	67
1.9.2.	Modellazione dell'azione sismica	"	69
1.10.	Metodi di verifica e criteri di verifica	"	70
1.10.1.	Rispetto dei requisiti nei confronti degli Stati Limite	"	70
1.10.2.	Elementi strutturali (ST)	"	71
1.10.3.	Elementi non strutturali (NS)	"	73
1.10.4.	Impianti (IM)	"	74
1.11.	Analisi lineare o non lineare	"	74
1.11.1.	Analisi dinamica o statica	"	76
1.11.2.	Analisi lineare dinamica	"	76
1.11.3.	Analisi statica lineare	"	80
1.11.4.	Analisi non lineare dinamica o statica	"	83
1.11.5.	Analisi non lineare dinamica	"	83
1.11.6.	Analisi non lineare statica	"	84
1.11.7.	Risposta alle diverse componenti dell'azione sismica ed alla variabilità spaziale del moto	"	85
1.12.	Regole generali per costruzioni in cemento armato	"	86
1.13.	Altezza massima dei nuovi edifici	"	90
2.	MATERIALI	"	91
2.1.	Materiali edifici in muratura	"	91
2.1.1.	Malte per murature	"	91
	2.1.1.1. Malte a prestazione garantita	"	91
	2.1.1.2. Malte a composizione garantita	"	92

2.1.1.3.	Malte prodotte in cantiere	p.	92
2.2.	Elementi resistenti in muratura	"	92
2.2.1.	Elementi artificiali	"	92
2.2.2.	Elementi naturali	"	94
2.3.	Proprietà meccaniche delle murature	"	94
2.3.1.	Resistenza a compressione	"	94
2.3.2.	Resistenza caratteristica a taglio in assenza di tensioni normali	"	96
2.3.3.	Materiali e prodotti per uso strutturale	"	97
2.3.4.	Resistenza caratteristica a taglio	"	97
2.3.5.	Moduli di elasticità secanti	"	98
2.4.	Resistenze di progetto	"	98
2.5.	Prove di accettazione per edifici in muratura	"	99
2.5.1.	Controlli di accettazione	"	99
2.5.1.1.	Resistenza a compressione degli elementi resistenti artificiali o naturali secondo le NTC 2018	"	99
2.5.2.	Prove di accettazione sulle malte secondo le NTC 2018	"	100
2.6.	Materiali compositi FRP	"	101
2.6.1.	Tipi di fibre disponibili in commercio e classificazione	"	101
2.7.	Controllo accettazione FRP	"	104
2.8.	Calcestruzzo confinato	"	114
2.9.	Calcestruzzo	"	117
2.9.1.	Calcestruzzo indurito	"	118
2.9.2.	Resistenze caratteristiche a compressione di calcolo	"	119
2.9.3.	Fattori che influenzano la resistenza del calcestruzzo	"	120
2.10.	Acciaio	"	121
2.11.	Controllo di accettazione calcestruzzo (§ 11.2 del D.M. 17/01/2018 e § C11.2 della Circolare applicativa n. 7 del 21/01/2019)	"	123
2.12.	Controllo accettazione acciaio	"	124
2.13.	Malta fluida espansiva per ancoraggi	"	125
3.	COSTRUZIONI DI MURATURA	"	126
3.1.	Generalità sulle costruzioni in muratura	"	126
3.2.	Cordoli in cemento armato	"	127
3.3.	Spessore dei muri e snellezza	"	127
3.4.	Analisi strutturale	"	128
3.4.1.	Resistenza a compressione	"	129
3.4.2.	Resistenza caratteristica a taglio in assenza di tensioni normali	"	130
3.4.3.	Materiali e prodotti per uso strutturale	"	131
3.4.4.	Resistenza caratteristica a taglio	"	131
3.4.5.	Moduli di elasticità secanti	"	132
3.5.	Resistenze di progetto	"	132
3.6.	Verifiche agli Stati Limite Ultimi	"	133

3.6.1.	Verifica a presso flessione per carichi laterali	p.	134
3.6.2.	Verifica a pressoflessione e taglio nel piano della parete	"	138
3.6.2.1.	Pressoflessione	"	138
3.6.2.2.	Taglio	"	138
3.6.2.3.	Verifica a pressoflessione fuori piano	"	139
3.6.2.4.	Verifiche fasce murarie di interpiano	"	140
3.7.	Verifiche agli stati limite di esercizio	"	142
3.8.	Metodi di analisi	"	142
3.8.1.	Analisi lineare statica	"	142
3.8.2.	Cenni all'analisi statica non lineare (<i>pushover</i>)	"	146
3.9.	Edifici semplici in muratura		
	e verifica sismica per costruzioni in zona 4	"	146
3.9.1.	Edifici semplici in muratura in zona sismica	"	146
3.10.	Distanza tra costruzioni contigue – giunto sismico	"	153
3.11.	Architravi	"	154
3.12.	Muratura confinata	"	156
4.	COSTRUZIONI ESISTENTI IN MURATURA PORTANTE	"	157
4.1.	Introduzione	"	157
4.2.	Tipologie edifici esistenti in muratura	"	162
4.3.	Il rilievo geometrico e topologico	"	166
4.3.1.	Il quadro fessurativo	"	167
4.4.	Diagnostica dello Stato Attuale	"	169
4.4.1.	Indagini non distruttive su murature esistenti	"	170
4.4.1.1.	Endoscopia	"	170
4.4.1.2.	Termografia	"	171
4.4.1.3.	Martinetti piatti	"	172
4.4.1.4.	Prove soniche/ultrasoniche	"	173
4.4.1.5.	Indagini sclerometriche	"	175
4.4.1.6.	Prove di pull-out	"	176
4.4.1.7.	Indagini con pacometro	"	176
4.4.1.8.	Valori tabellari di normativa	"	176
4.5.	Interventi sulle murature in elevazione	"	179
4.5.1.	Le tecniche di intervento sulle murature	"	179
4.5.1.1.	Risarciture localizzate (cuci scuci)	"	179
4.5.1.2.	Iniezioni di miscele leganti	"	179
4.5.1.3.	Perforazioni armate	"	180
4.5.1.4.	Paretine di contenimento	"	180
4.5.1.5.	Cerchiature, catene, tiranti	"	182
4.5.1.6.	Cordoli in cemento armato	"	185
4.5.1.7.	Cerchiature e contenimento di pilastri	"	186
4.6.	Interventi di tipo "locale o di riparazione"	"	191
4.6.1.	Apertura vani in pareti esistenti e calcolo cerchiature	"	192
4.6.2.	Interventi migliorativi soggetti a sole verifiche semplificate	"	199

4.6.3.	Altri interventi di modesta entità che possono essere considerati come locali	p. 200
4.6.3.1.	Balconi, gronde, sbalzi in genere	" 200
4.6.3.2.	Logge, verande, porticati al piano terra	" 200
4.6.3.3.	Recupero dei sottotetti e rifacimento coperture	" 201
4.6.3.4.	Scale esterne, impianti ascensore.....	" 205
4.6.3.5.	Interventi sui solai e sulle coperture	" 206
4.7.	Interventi di sopraelevazione di edifici esistenti	" 207
4.7.1.	Sostituzione della copertura	" 208
4.7.2.	Aggiunta di nuova copertura.....	" 208
4.7.3.	Abbaini	" 209
4.7.4.	Addizioni volumetriche sulle coperture piane	" 209
4.8.	Meccanismi locali di collasso per le murature.....	" 211
4.8.1.	Ribaltamento semplice di parete	" 216
4.8.2.	Ribaltamento semplice della parte alta di parete monolitica	" 218
4.8.3.	Ribaltamento semplice di parete a doppia cortina	" 219
4.8.4.	Ribaltamento composto di parete	" 220
4.8.5.	Ribaltamento composto di cuneo diagonale – parte alta.....	" 221
4.8.6.	Ribaltamento composto di cuneo a doppia diagonale.....	" 221
4.8.7.	Ribaltamento del cantonale	" 221
4.8.8.	Flessione verticale di parete.....	" 222
4.8.9.	Flessione verticale di parete monolitica ad un solo piano	" 222
4.8.10.	Flessione verticale di parete monolitica a più piani.....	" 223
4.8.11.	Flessione verticale di parete a doppia cortina ad un solo piano.....	" 224
4.8.12.	Flessione verticale di parete a doppia cortina a più piani	" 224
4.8.13.	Flessione orizzontale di parete.....	" 224
4.8.14.	Flessione orizzontale di parete confinata	" 225
4.8.15.	Flessione orizzontale di parete a doppia cortina	" 225
4.8.16.	Sfondamento della parete del Timpano.....	" 226
4.8.17.	Analisi Limite dell'Equilibrio (approccio cinematico – metodo dei lavori virtuali).....	" 226
4.9.	Criteri generali di progettazione	" 228
4.10.	Valutazione della sicurezza.....	" 229
4.11.	Classificazione degli interventi.....	" 233
4.11.1.	Intervento di adeguamento.....	" 234
4.11.2.	Intervento di miglioramento.....	" 236
4.11.3.	Riparazione o intervento locale.....	" 236
4.12.	Caratterizzazione meccanica dei materiali	" 237
4.12.1.	Livelli di conoscenza e fattori di confidenza	" 238
4.13.	Livelli di conoscenza	" 238
4.13.1.	I livelli di conoscenza per le costruzioni in muratura portante	" 238

4.14.	Costruzioni in cemento armato	p.	252
4.14.1.	I livelli di conoscenza per costruzioni in cemento armato o acciaio (C8A.1.B.3).....	"	252
4.14.2.	Stato limite di collasso	"	255
4.14.3.	Analisi statica lineare con fattore q	"	257
4.14.4.	Edifici in c.a. Verifica con lo spettro elastico ($q = 1$) – analisi lineare	"	257
4.14.5.	Analisi dinamica modale con spettro di risposta o con fattore q	"	258
4.14.6.	Verifica con analisi statica non lineare (<i>pushover</i>).....	"	259
4.14.7.	Stato limite di salvaguardia della vita	"	259
4.14.8.	Stato limite di esercizio.....	"	259
4.14.9.	Sintesi dei criteri di analisi e di verifica della sicurezza per edifici in c.a.	"	262
4.14.10.	Criteri e tipi di intervento.....	"	262
4.14.11.	Progetto dell'intervento.....	"	264
4.15.	Cenni alle tecniche di consolidamento per edifici in cemento armato.....	"	265
4.15.1.	Applicazione di lamine in acciaio con la tecnica del " <i>beton plaqu�</i> "	"	265
4.15.2.	Rinforzo con fibre a matrice polimerica (FRP).....	"	266
4.15.3.	Incamicatura con nuove armature.....	"	267
4.16.	Interventi locali e di miglioramento in edifici in cemento armato.....	"	267
4.16.1.	Criteri per il progetto del rafforzamento locale di nodi non confinati	"	268
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.....	"	268
4.16.1.2.	Incremento della resistenza a taglio del pannello di nodo.....	"	271
4.16.1.3.	Confinamento delle estremit� dei pilastri	"	272
4.16.1.4.	Incremento della resistenza a taglio delle estremit� delle travi	"	275
4.17.	Verifica sismica tamponamenti e strutture secondarie.....	"	275
4.17.1.	Verifica elementi secondari	"	275
4.17.2.	Verifica semplificata Tamponamenti per strutture a telai.....	"	276
4.18.	Ampliamento edifici esistenti	"	278
5.	CONSOLIDAMENTO DELLE FONDAZIONI	"	280
5.1.	Indagini, caratterizzazione e modellazione geotecnica.....	"	280
5.2.	Le fondazioni	"	283
5.2.1.	Modello geotecnico.....	"	284
5.2.2.	Carico di rottura del terreno	"	284
5.2.3.	Criteri generali di progetto.....	"	287

	5.2.3.1.	Le onde sismiche.....	p.	288
	5.2.3.2.	Fenomeni di liquefazione.....	"	291
5.3.		Fondazioni superficiali.....	"	293
	5.3.1.	Verifiche della sicurezza e delle prestazioni	"	293
	5.3.2.	Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE).....	"	297
	5.3.3.	Progettazioni per azioni sismiche	"	298
	5.3.4.	Riduzione della capacità portante	"	300
	5.3.5.	Carico limite terreno per effetti inerziali dovuti al sisma	"	302
	5.3.6.	Carichi eccentrici su fondazioni superficiali.....	"	303
	5.3.7.	Capacità portante con il metodo di RICHARDS	"	303
	5.3.8.	Capacità portante con il metodo di MAUGERI.....	"	304
	5.3.9.	Verifiche allo Stato Limite Ultimo (SLU) e allo Stato Limite di Danno (SLD).....	"	304
	5.3.9.1.	Stato Limite Ultimo di collasso per carico limite	"	305
	5.3.9.2.	Stato Limite Ultimo di collasso per scorrimento sul piano di posa	"	305
	5.3.9.3.	Stato Limite di Danno	"	306
5.4.		Tipologie di fondazioni dirette.....	"	306
	5.4.1.	Fondazioni a plinto.....	"	306
	5.4.2.	Verifica al punzonamento di lastre soggette a carichi concentrati.....	"	309
	5.4.3.	Collegamenti orizzontali tra fondazioni.....	"	311
5.5.		Fondazioni a trave rovescia	"	312
	5.5.1.	Metodo della trave rigida.....	"	313
	5.5.2.	Metodo della trave elastica su suolo elastico	"	315
	5.5.3.	Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE).....	"	316
5.6.		Platee.....	"	317
5.7.		Cedimenti.....	"	317
	5.7.1.	Cedimenti di fondazioni superficiali su sabbia	"	319
	5.7.2.	Cedimenti assoluti e differenziali ammissibili.....	"	321
5.8.		Fondazioni indirette su pali.....	"	321
	5.8.1.	Ripartizione del carico in una palificata.....	"	324
	5.8.2.	Sintesi normativa fondazioni su pali.....	"	326
	5.8.2.1.	Verifiche agli stati limite ultimi (SLU)	"	326
	5.8.2.2.	Stati Limite Ultimi	"	329
	5.8.2.3.	Stato Limite di Danno.....	"	330
5.9.		Consolidamento delle fondazioni	"	330
	5.9.1.	Analisi del quadro fessurativo.....	"	331
	5.9.2.	Sottofondazioni	"	335
	5.9.2.1.	Sottofondazione per sottomurazione.....	"	335
	5.9.3.	Allargamento della base fondale.....	"	335
	5.9.4.	Consolidamento del terreno	"	336
	5.9.5.	Sottofondazioni con pali	"	337

5.9.6.	Micropali.....	p.	341
5.9.6.1.	Comportamento dei micropali <i>Tubifix</i> nei confronti dello sforzo assiale	"	342
5.9.6.2.	Portata laterale – Mayer – Modificato	"	343
5.10.	Micropali in acciaio infissi di piccolo diametro.....	"	347
5.11.	Verifiche agli stati limite ultimi (SLU) di fondazioni miste	"	349
5.12.	Verifiche agli stati Limite di esercizio (SLE) delle fondazioni miste.....	"	349
6.	ARCHI E VOLTE IN MURATURA	"	351
6.1.	Meccanismi di collasso.....	"	351
6.2.	Tecniche di intervento e consolidamento su archi e volte in muratura.....	"	353
6.3.	La “curva delle pressioni” – Metodo di Mery	"	358
6.4.	Il metodo Mascheroni	"	359
6.5.	Cenni alla statica delle cupole	"	361
6.5.1.	Le volte a crociera.....	"	363
7.	ELEMENTI STRUTTURALI IN LEGNO	"	366
7.1.	Elementi strutturali in legno	"	366
7.2.	Valutazione della sicurezza.....	"	366
7.3.	Analisi strutturale.....	"	367
7.3.1.	Azioni e loro combinazioni.....	"	368
7.3.2.	Classi di durata del carico	"	368
7.3.3.	Classi di servizio e resistenza di calcolo	"	369
7.3.4.	Stati limite di esercizio – Deformazioni istantanee e finali	"	371
7.4.	Stati limite ultimi	"	374
7.4.1.	Verifiche di resistenza	"	374
7.4.2.	Trazione parallela alle fibre del legno	"	375
7.4.3.	Trazione perpendicolare alle fibre.....	"	376
7.4.4.	Compressione parallela alla fibratura.....	"	376
7.4.5.	Compressione perpendicolare alla fibratura.....	"	378
7.4.6.	Compressione inclinata rispetto alla fibratura.....	"	378
7.4.7.	Flessione retta e flessione deviata	"	378
7.4.8.	Tensoflessione	"	380
7.4.9.	Pressoflessione	"	380
7.4.10.	Taglio	"	381
7.4.11.	Torsione.....	"	381
7.4.12.	Taglio e torsione.....	"	381
7.4.13.	Verifica appoggio e incastro	"	382
7.5.	Collegamenti.....	"	382
7.6.	Elementi strutturali	"	383
7.7.	Sistemi strutturali.....	"	383
7.8.	Robustezza.....	"	384

7.8.1.	Durabilità	p.	384
7.8.2.	Resistenza ala fuoco.....	"	384
7.8.3.	Regole per l'esecuzione	"	384
7.8.4.	Controlli e prove di carico	"	385
7.9.	Interventi sui solai e coperture in legno.....	"	385
7.9.1.	Comportamento per effetto delle azioni sismiche di solai e coperture in legno	"	385
7.9.2.	Interventi di miglioramento per le coperture in legno	"	387
7.9.3.	Solai in legno	"	390
7.9.4.	Interventi di rinforzo sui solai con legno	"	391
7.9.4.1.	Ricostruzione di parti ammalorate in legno.....	"	391
7.9.4.2.	Interventi su solai – strutture in legno soggette a flessione	"	393
7.9.4.3.	Riduzione della luce di calcolo della trave	"	394
7.9.4.4.	Tavolato in legno o soletta in calcestruzzo armato.....	"	395
7.9.4.5.	Connettori metallici	"	396
7.10.	Cordoli in copertura.....	"	399
8.	SOLAI IN CEMENTO ARMATO, ACCIAIO E SCALE.....	"	403
8.1.	Richiami sulla verifica a flessione e taglio di travi in C.A.	"	403
8.1.1.	Flessione retta	"	403
8.1.2.	Verifica delle tensioni di esercizio	"	404
8.1.3.	Verifica a flessione agli Stati Limite Ultimi sezione rettangolare con armatura doppia di base b ed altezza h	"	405
8.1.4.	Verifica delle tensioni di esercizio	"	406
8.1.5.	Taglio	"	407
8.1.6.	Verifica a taglio per elementi senza armature trasversali resistenti a taglio.....	"	409
8.1.7.	Verifica appoggio e incastro.....	"	410
8.2.	Le scale in cemento armato	"	410
8.2.1.	Scala con trave a ginocchio e gradini a sbalzo.....	"	411
8.2.2.	Scala a soletta rampante	"	411
8.3.	Solai in cemento armato o in laterocemento.....	"	412
8.3.1.	Baricentro delle masse e delle rigidzze	"	420
8.3.2.	Solai in laterocemento a nervature parallele.....	"	424
8.3.3.	Verifica di deformabilità dei solai in laterocemento	"	426
8.3.4.	Solai a nervature incrociate.....	"	428
8.3.5.	Verifica per carichi concentrati	"	429
8.3.6.	Verifica carichi orizzontali distribuiti sui parapetti dei terrazzi.....	"	431
8.4.	Rinforzo e consolidamento dei solai in laterocemento.....	"	432
8.5.	Rinforzo e consolidamento dei solai in acciaio	"	436
8.6.	La trave continua	"	440

9. CONCLUSIONI	p.	445
10. SOFTWARE INCLUSO		
(WebApp con aggiornamento automatico)	"	447
10.1. Contenuti del software incluso	"	447
10.2. Requisiti hardware e software.....	"	448
10.3. Richiesta della password di attivazione del software	"	448
10.4. Utilizzo della WebApp.....	"	449
10.5. Assistenza tecnica (<i>TicketSystem</i>).....	"	449
BIBLIOGRAFIA E RIFERIMENTI NORMATIVI	"	450
– BIBLIOGRAFIA.....	"	450
– RIFERIMENTI NORMATIVI.....	"	451

PREFAZIONE

Questa nuova edizione del testo nasce dall'esigenza di aggiornarlo alle nuove Norme Tecniche le Costruzioni di cui al D.M. 17 gennaio 2018 e alla relativa Circolare applicativa n. 7/2019. Tuttavia la struttura e la finalità del testo è rimasta inalterata rispetto alla prima edizione.

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), settembre 2019

Ing. Riccardo Mariotti

ANALISI DEI CARICHI: AZIONE SIMICA E METODI DI ANALISI STRUTTURALE

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. 17/01/2018.

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 divisorii interni (tramezzi)

Per gli orizzontamenti degli edifici per abitazioni e uffici, il peso proprio di elementi divisorii interni (tramezzi) potrà essere ragguagliato ad un carico permanente portato uniformemente distribuito g_{2k} , purché vengano adottate le misure costruttive atte ad assicurare un'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 divisorii con $G_2 \leq 1,00$ kN/m: $g_2 = 0,40$ kN/m²;
- per elementi divisorii con $1,00 < G_2 \leq 2,00$ kN/m: $g_2 = 0,80$ kN/m²;
- per elementi divisorii con $2,00 < G_2 \leq 3,00$ kN/m: $g_2 = 1,20$ kN/m²;
- per elementi divisorii con $3,00 < G_2 < 4,00$ kN/m: $g_2 = 1,60$ kN/m²;
- per elementi divisorii con $4,00 < G_2 < 5,00$ 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 e sono comprensivi degli effetti dinamici ordinari, purché non vi sia rischio di risonanza delle strutture.

Tabella 1.1. Carichi variabili secondo le NTC 2018 (rif. tab. 3.1.II NTC 2018)

Cat.	Ambienti	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
	Scale comuni, balconi, ballatoi	4,00	4,00	2,00
B	Uffici			
	Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico	2,00	2,00	1,00
	Cat. B1 Uffici aperti al pubblico	3,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi, ballatoi	4,00	4,00	2,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento			
	Cat. C1 Aree con tavoli, quali scuole, caffè, ristoranti, sale per banchetti, lettura e ricevimento	3,00	2,00	1,00
	Cat. C2 Aree con posti a sedere fissi, quali, chiese, teatri, cinema, teatri, sale per conferenze e attesa, aule universitarie e aule magne	4,00	4,00	2,00
	Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli al movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, aree d'accesso a uffici, ad alberghi e ospedali, ad atrii di stazioni ferroviarie	5,00	5,00	3,00
	Cat. C4 Aree con possibile svolgimento di attività fisiche, quali sale da ballo, palestre, palcoscenici	5,00	5,00	3,00
	Cat. C5 Aree suscettibili di grandi affollamenti, quali edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune, gradinate e piattaforme ferroviarie	5,00	5,00	3,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita, con le seguenti limitazioni		
	≥ 4,00	≥ 4,00	≥ 2,00	

[segue]

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/mm^2 . Per l'impiego in muratura portante non sono ammesse malte con resistenza $f_m < 2,5 \text{ N/mm}^2$.

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	d
d 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 § 11.1 delle NTC 2018, 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*

Specificata 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:

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 § 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.

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 delle NTC, 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*

	NTC 2018	Documentazione	Esempi
ADEGUAMENTO	L'intervento di adeguamento della costruzione è obbligatorio quando si intenda: a) sopraelevare la costruzione; b) ampliare la costruzione mediante opere ad essa strutturalmente connesse e tali da alterarne significativamente la risposta; c) apportare variazioni di destinazione d'uso che comportino incrementi dei carichi globali verticali in fondazione superiori al 10%, valutati	Progetto esecutivo completo che riguarda l'intero edificio 1. Rilievo plano-altimetrico; 2. Rilievo strutturale comprese le fondazioni; 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;	Vedi definizione

[segue]

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 devono 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.

Nella seguente tabella 5.1 sono riportati i mezzi di indagine e le prove geotecniche in sito di più frequente uso.

Tabella 5.1. *Mezzi di indagine e prove geotecniche in situ*

Proprietà fisiche e meccaniche	Terreni a grana fine	Prove penetrometriche Prove scissometriche Prove dilatometriche Prove pressiometriche Prove di carico su piastra Prove di laboratorio
	Terreni a grana grossa	Prove penetrometriche Prove di carico su piastra Prove di laboratorio
	Rocce	Prove speciali in situ (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 situ e misura di altezza piezometrica prima e dopo l'intervento
	Consolidamenti	Determinazione delle proprietà meccaniche in situ prima e dopo l'intervento Prove di laboratorio
Indagini di tipo geofisico	In foro con strumentazione in profondità	Cross hole Down hole Con <i>suspension logger</i>
	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

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;

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 (*cf.* 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.

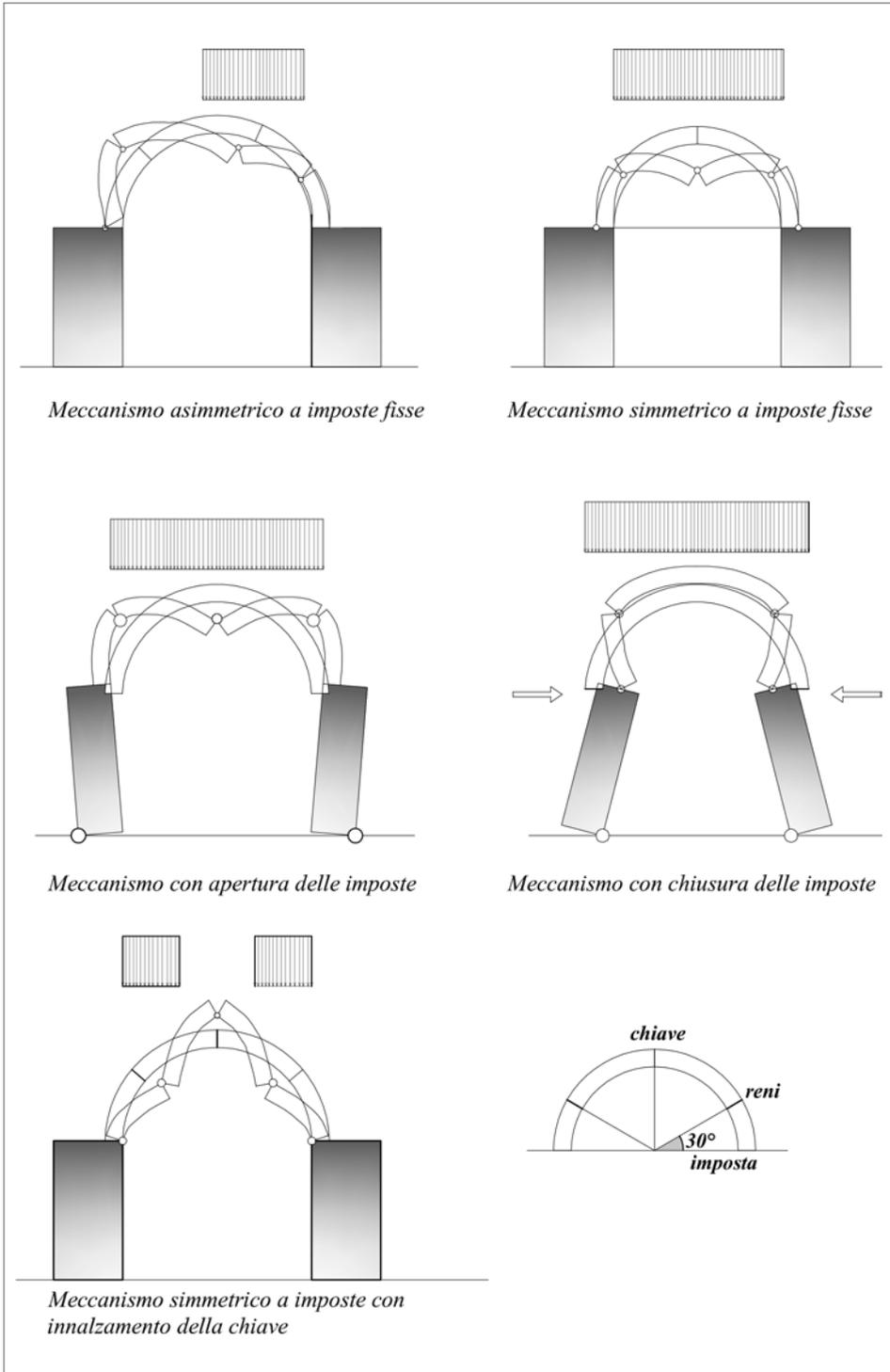


Figura 6.1. Meccanismi di rottura di archi e volte

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 § 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 delle NTC 2018 (§ 8.5.3), particolare attenzione va posta inoltre per le costruzioni antiche di rilevante interesse storico per le quali risulta 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 redistribuire 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 rigidità flessionale non sia trascurabile si adotteranno schematizzazioni dei vincoli più realistiche.

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:

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

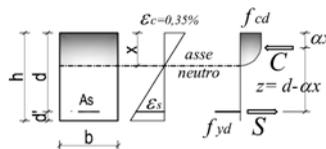


Figura 8.1. Trave rettangolare armatura semplice SLU

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:

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, 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 (§ 7.4.4.2.1 delle NTC 2018), dove l'altezza l_p 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.

SOFTWARE INCLUSO (WebApp con aggiornamento automatico)

10.1. Contenuti del software incluso

- **Foglio di calcolo in Excel** che consentono al tecnico progettista di risolvere alcuni dei più frequenti calcoli di routine:
 - Calcolo azione sismica;
 - Calcolo cerchiature nelle murature con 1 setto di partenza;
 - Calcolo cerchiature nelle murature con 2 setti di partenza;
 - Calcolo cerchiature nelle murature con 3 setti di partenza;
 - Calcolo cerchiature nelle murature con 6 setti di partenza;
 - Verifica sismica elementi non strutturali;
 - Verifica sismica tamponamenti;
 - Verifica murature ribaltamento parete e catene;
 - Verifica pannello cartongesso;
 - Verifica solaio e coperture in legno;
 - Verifica solaio laterocemento SLU;
 - Verifica soletta CA per solai in travetti e pignatte;
 - Verifica tiranti;
 - Verifica trave con momenti assegnati SLU.
- **Speciale progettazione strutturale antisismica** (normativa nazionale, normativa regionale e giurisprudenza).

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 d'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:

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

Taglio per fessurazione diagonale:

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

Taglio per scorrimento

Per ogni setto murario viene inoltre eseguito il calcolo della forza ultima per taglio per fessurazione il calcolo della forza ultima per taglio per scorrimento:

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

e quindi:

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

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 § C8.7.1.3.1.1 della Circolare applicativa n. 7/2019, 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

- Dispositivo con MS Windows, Mac OS X, Linux, iOS o Android;
- Adobe Reader 11.0+;
- MS Office 2010+;
- Accesso ad internet e browser web con *Javascript* attivo.

10.3. Richiesta della password di attivazione del software

1) Collegarsi al seguente indirizzo internet:

https://www.grafill.it/pass/0076_1.php

