

# POLITECNICO DI TORINO

**Corso di Laurea in Ingegneria Civile**



**Tesi di Laurea Magistrale**

**Influenza del modello di calcolo nella risposta sismica  
di edifici adiacenti**

**Relatori**

Prof. Giuseppe Andrea Ferro

Ing. Anna Reggio

**Candidato**

Maurizio Ventura

Dicembre 2018



# Indice

<b>Introduzione .....</b>	<b>10</b>
<b>Rischio sismico .....</b>	<b>13</b>
1.1 Pericolosità sismica.....	15
1.2 Vulnerabilità sismica .....	17
1.3 Esposizione .....	20
<b>Normativa sismica di riferimento.....</b>	<b>21</b>
2.1 Evoluzione della normativa .....	21
2.2 Filosofia generale delle attuali normative.....	22
2.3 Pericolosità sismica nell'attuale normativa .....	25
2.4 Azione sismica.....	27
2.5 Combinazione dell'azione sismica con le altre azioni.....	29
2.6 Analisi strutturale.....	30
2.6.1 Analisi statica lineare.....	30
2.6.2 Analisi dinamica lineare .....	31
2.6.3 Analisi statica non lineare.....	32
2.6.4 Analisi dinamica non lineare .....	33
<b>Vulnerabilità degli edifici esistenti .....</b>	<b>34</b>
3.1 Analisi storico-critica.....	35
3.2 Rilievo.....	36
3.3 Caratterizzazione meccanica dei materiali .....	36
3.4 Livelli di conoscenza .....	37
3.5 Problematiche relative agli edifici esistenti .....	38
3.5.1 Configurazione strutturale .....	38
3.5.2 Danneggiamento degli elementi strutturali per azioni sismiche.....	41
Travi.....	41
Pilastri .....	42
Nodi di collegamento.....	43
3.5.3 Danneggiamento per martellamento .....	44

3.5.3 Durabilità e vita in servizio.....	45
3.6 Indagini in situ per la valutazione delle caratteristiche dei materiali .....	46
3.6.1 Controlli distruttivi .....	49
3.6.2 Metodi non distruttivi o semi distruttivi .....	50
Indice di rimbalzo o sclerometrico .....	51
Propagazione degli ultrasuoni.....	52
Metodi combinati.....	53
<b>Interazione dinamica tra strutture adiacenti .....</b>	<b>54</b>
4.1 Modellazione <i>shear-type</i> .....	55
4.1.1 Struttura “A” - Indipendente.....	56
4.1.2 Struttura “B” - Indipendente .....	58
4.1.3 Struttura A+B – Strutture interagenti.....	60
Rigidezza elemento di collegamento tendente a zero: $k_c \rightarrow 0$ .....	62
Rigidezza elemento di collegamento finita: $k_c$ .....	63
Rigidezza elemento di collegamento tendente a infinito: $k_c \rightarrow \infty$ .....	64
<b>Caso studio: Ospedale Policlinico San Martino “Monoblocco” .....</b>	<b>67</b>
5.1 Descrizione della struttura .....	67
5.1.1 Organismo strutturale dell’edificio .....	69
5.1.2 Tipologie degli impalcati .....	73
5.2 Valutazione della sicurezza .....	73
5.2.1 Caratterizzazione meccanica dei materiali .....	74
5.2.2 Caratterizzazione sismica del sito.....	76
5.3 Azioni sulla costruzione.....	76
5.3.1 Coefficienti di sicurezza, livello di conoscenza e fattore di confidenza .....	77
5.4 Modello di calcolo .....	77
5.4.1 I vincoli .....	80
5.4.2 Materiali.....	81
5.4.3 Carichi agenti .....	81
Carichi permanenti strutturali e non strutturali.....	81
Carichi variabili .....	82
Pannelli di carico .....	82
5.5 Analisi dinamica della struttura .....	84
5.5.1 Parametri sismici.....	84

<b>Analisi dinamica e confronto risultati.....</b>	<b>87</b>
6.1 Modello globale .....	89
6.2 Edificio A.....	91
6.1.1 Modi di vibrare .....	91
6.2.2 Taglio alla base .....	93
6.2.3 Spostamenti di piano relativi .....	94
6.2.4 Variazione drift.....	96
6.2.5 Verifiche di resistenza .....	97
Verifica presso flessione.....	97
Verifica taglio .....	98
Percentuale elementi strutturali non verificati .....	99
6.3 Edificio B.....	100
6.3.1 Modi di vibrare .....	100
6.3.2 Taglio alla base .....	102
6.3.3 Spostamenti di piano relativi .....	103
6.3.4 Variazione drift.....	104
6.3.5 Verifiche di resistenza .....	105
Verifica presso flessione.....	105
Verifica taglio .....	106
Percentuale elementi strutturali non verificati .....	107
6.4 Edificio C.....	108
6.4.1 Modi di vibrare .....	108
6.4.2 Taglio alla base .....	110
6.4.3 Spostamenti di piano relativi .....	111
6.4.4 Variazione dei drift .....	112
6.4.5 Verifiche di resistenza .....	113
Verifica presso flessione.....	113
Verifica taglio .....	114
Percentuale di elementi strutturali non verificati .....	115
6.5 Edificio D.....	116
6.5.1 Modi di vibrare .....	116
6.5.2 Taglio alla base .....	118
6.5.3 Spostamenti di piano relativi .....	119
6.5.4 Variazione drift.....	120
6.5.5 Verifiche di resistenza .....	121
Verifica presso flessione.....	121
Verifica taglio .....	122
Percentuale elementi strutturali non verificati .....	123
6.6 Edificio E .....	124
6.6.1 Modi di vibrare .....	124
6.6.2 Taglio alla base .....	126

6.6.3 Spostamenti di piano relativi .....	127
6.6.4 Variazioni drift.....	128
6.6.5 Verifiche di resistenza .....	129
Verifica presso flessione .....	129
Verifica taglio .....	130
Percentuale elementi strutturali non verificati .....	131
<b>Conclusioni .....</b>	<b>132</b>
<b>Bibliografia .....</b>	<b>133</b>
<b>Ringraziamenti.....</b>	<b>135</b>

# Indice delle figure

<i>Figura 1 Patrimonio edilizio (rielaborazione dati ISTAT,2011).....</i>	<i>10</i>
<i>Figura 2 Patrimonio edilizio ospedaliero (rielaborazione dati ilSole24ore, Sanità) .....</i>	<i>11</i>
<i>Figura 3 Caratteristiche di contiguità dei edifici pubblici (Rielaborazione dati CRESME) .....</i>	<i>12</i>
<i>Figura 4 Sorgenti sismogenetiche italiane (Fonte: INGV-DISS) .....</i>	<i>15</i>
<i>Figura 5 Curva di pericolosità (Iervolino, 2007) .....</i>	<i>16</i>
<i>Figura 6 Evoluzione zonazione sismica- classificazione 1984 (a) e zonazione 2003 (b).....</i>	<i>17</i>
<i>Figura 7 Curve di fragilità .....</i>	<i>18</i>
<i>Figura 8 Obbiettivi prestazionali degli edifici (FEMA 356) .....</i>	<i>23</i>
<i>Figura 9 Mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale (Fonte: INGV) .....</i>	<i>25</i>
<i>Figura 10 Curva di capacità .....</i>	<i>32</i>
<i>Figura 11 Esempi di irregolarità in pianta edifici esistenti (Fonte: FEMA 454,2006) .....</i>	<i>40</i>
<i>Figura 12 Esempi di irregolarità in altezza edifici esistenti (Fonte: FEMA 451,2006) .....</i>	<i>41</i>
<i>Figura 13 Fessure da taglio nell'elemento trave (Fonte: Penelis G.G., Kappos A.J.,1997) .....</i>	<i>42</i>
<i>Figura 14 Fessure da flessione nella zona tesa della trave (Fonte: Penelis G.G., Kappos A.J.,1997)</i> <i>.....</i>	<i>42</i>
<i>Figura 15 Danneggiamento di pilastri per effetto dell'elevata compressione e flessione ciclica</i> <i>(Fonte: Penelis G.G., Kappos A.J.,1997) .....</i>	<i>43</i>
<i>Figura 16 Danneggiamento nodo d'angolo trave pilastro per flessione ciclica dovuto all'azione</i> <i>sismica (Fonte: Penelis G.G., Kappos A.J.,1997).....</i>	<i>43</i>
<i>Figura 17 Anni di vita in servizio in funzione della classe di resistenza e dello spessore del</i> <i>coprifetto (Fonte: Institution of Civil Eng., "Improvement of concrete durability,1986).....</i>	<i>46</i>
<i>Figura 18 Resistenza percentuale relativa del calcestruzzo in una trave.....</i>	<i>48</i>
<i>Figura 19 Curve di correlazione lineare(a) e non lineare (b), tra parametro non distruttivo e</i> <i>resistenza a compressione del calcestruzzo (Fonte: S.Lombardo, V,Venturi," Il collaudo statico",</i> <i>2010).....</i>	<i>51</i>
<i>Figura 20 Esempio di correlazione tra indice di rimbalzo e resistenza a compressione (Fonte:</i> <i>Consiglio superiore dei Lavori Pubblici, "Linee guida per la messa in opera del calcestruzzo</i> <i>strutturale") .....</i>	<i>52</i>
<i>Figura 21 Curve di isoresistenza per il metodo SONREB, per la determinazione della resistenza a</i> <i>compressione del calcestruzzo (Fonte: RILEM) .....</i>	<i>53</i>
<i>Figura 22 Telaio shear-type, Struttura "A" .....</i>	<i>56</i>
<i>Figura 23 Modi di vibrare struttura "A" .....</i>	<i>57</i>
<i>Figura 24 Telaio shear-type struttura "B" .....</i>	<i>58</i>
<i>Figura 25 Modi di vibrare struttura "B" .....</i>	<i>59</i>
<i>Figura 26 Sistema dinamico accoppiato .....</i>	<i>60</i>
<i>Figura 27 Primi due modi di vibrare sistema accoppiato.....</i>	<i>62</i>

Figura 28 Diagramma interazione : Variazione periodi propri in funzione della rigidezza del collegamento .....	63
Figura 29 Primo modo di vibrare struttura "A"+"B" .....	65
Figura 30 Secondo modo di vibrare struttura "A"+"B" .....	65
Figura 31 Terzo modo di vibrare struttura "A"+"B" .....	66
Figura 32 Confronto pulsazioni dei modi relativi alle strutture singole e strutture collegate rigidamente.....	66
Figura 33 Vista dal satellite dell'Ospedale San Martino con indicazione dell'ubicazione del padiglione oggetto di analisi.....	68
Figura 34 Prospetto anteriore del Monoblocco (Fonte: Google Earth).....	68
Figura 35 Vista frontale del Monoblocco.....	69
Figura 36 Nuclei ascensore esterni nel blocco centrale .....	70
Figura 37 Scale esterne nel lato ponente.....	70
Figura 38 Passerella pedonale esterna che collega il terzo piano lato di levante, con la collina retrostante.....	71
Figura 39 Stralcio da tavola di carpenteria delle sezioni tipologiche dei pilastri con disposizione dei ferri di armatura .....	71
Figura 40 Ricostruzione geometrico descrittiva del piano tipo.....	72
Figura 41 Dettaglio del solaio del balcone.....	73
Figura 42 Rilievo dei ferri mediante rimozione copriferro .....	74
Figura 43 Modello tridimensionale struttura globale- vista sud.....	78
Figura 44 Modello tridimensionale struttura globale- vista nord.....	78
Figura 45 Carpenteria del livello tipo (Piano 6) con indicazione dei diversi corpi fabbrica.....	79
Figura 46 Luce reale e luce ideale di una trave tra due pilastri .....	80
Figura 47 Spettri di risposta elastici per il sito oggetto di analisi .....	85
Figura 48 Spettri di progetto ottenuti adottando un fattore di struttura $q=1,5$ .....	86
Figura 49 Modello globale della struttura- Edifici collegati.....	89
Figura 50 Spettro di progetto con i valori di accelerazioni relativi ai modi di vibrare .....	89
Figura 51 Primo modo di vibrare, Modello globale .....	90
Figura 52 Secondo modo di vibrare, Modello globale .....	90
Figura 53 Sesto modo di vibrare, Modello global .....	90
Figura 54 Modello Edificio A .....	91
Figura 55 Primo modo, Edificio A.....	92
Figura 56 Secondo modo, Edificio A.....	92
Figura 57 Terzo modo, Edificio A .....	93
Figura 58 Taglio alla base direzione X, SLV.....	93
Figura 59 Taglio alla base direzione Y, SLV.....	93
Figura 60 Massimi spostamenti relativi di piano (SLD) per l'Edificio A.....	95
Figura 61 Massimi spostamenti relativi di piano (SLO) per l'Edificio A.....	95
Figura 62 Variazione drift interpiano (SLD), Edificio A.....	96
Figura 63 Variazione drift interpiano (SLO), Edificio A.....	96
Figura 64 Colormap verifiche elementi a pressoflessione, Edificio A.....	97
Figura 65 Colormap verifiche elementi a pressoflessione, Edificio A appartenente al Modello globale .....	97
Figura 66 Colormap verifiche elementi a taglio, Edificio A .....	98
Figura 67 Colormap verifiche elementi a taglio, Edificio A appartenente al Modello globale.....	98
Figura 68 Percentuale elementi non verificati, per l'Edificio A considerato indipendente.....	99
Figura 69 Percentuale elementi non verificati, per l'Edificio A considerato collegato all'interno del modello globale .....	99
Figura 70 Modello Edificio B .....	100
Figura 71 Primo modo di vibrare, Edificio B.....	101

Figura 72 Secondo modo di vibrare, Edificio B.....	101
Figura 73 Terzo modo di vibrare, edificio B.....	102
Figura 74 Taglio alla base direzione X, SLV.....	102
Figura 75 Taglio alla base direzione Y, SLV.....	102
Figura 76 Massimi spostamenti relativi di piano (SLD) per l'Edificio B.....	103
Figura 77 Massimi spostamenti relativi di piano (SLO) per l'Edificio B.....	103
Figura 78 Variazione drift interpiano (SLD), Edificio B.....	104
Figura 79 Variazione drift interpiano (SLO), Edificio B.....	104
Figura 80 Colormap verifiche elementi a pressoflessione, Edificio B.....	105
Figura 81 Colormap verifiche elementi a pressoflessione, Edificio B appartenente al Modello globale.....	105
Figura 82 Colormap verifiche elementi a taglio, Edificio B.....	106
Figura 83 Colormap verifiche elementi a taglio, Edificio B appartenente al Modello globale.....	106
Figura 84 Percentuale elementi non verificati, per l'Edificio B considerato indipendente.....	107
Figura 85 Percentuale elementi non verificati, per l'Edificio B considerato collegato all'interno del modello globale.....	107
Figura 86 Modello Edificio C.....	108
Figura 87 Primo modo di vibrare, Edificio C.....	109
Figura 88 Secondo modo di vibrare, Edificio C.....	109
Figura 89 Terzo modo di vibrare, Edificio C.....	109
Figura 90 Taglio alla base direzione X, SLV.....	110
Figura 91 Taglio alla base direzione Y, SLV.....	110
Figura 92 Massimi spostamenti relativi di piano (SLD) per l'Edificio C.....	111
Figura 93 Massimi spostamenti relativi di piano (SLO) per l'Edificio C.....	111
Figura 94 Variazione drift interpiano (SLD), Edificio C.....	112
Figura 95 Variazione drift interpiano (SLO), Edificio C.....	112
Figura 96 Colormap verifiche elementi a pressoflessione, Edificio C.....	113
Figura 97 Colormap verifiche elementi a pressoflessione, Edificio C appartenente al Modello globale.....	113
Figura 98 Colormap verifiche elementi a taglio, Edificio C.....	114
Figura 99 Colormap verifiche elementi a taglio, Edificio C appartenente al Modello globale.....	114
Figura 100 Percentuale elementi non verificati, per l'Edificio C considerato indipendente.....	115
Figura 101 Percentuale elementi non verificati, per l'Edificio C considerato collegato all'interno del modello globale.....	115
Figura 102 Modello Edificio D.....	116
Figura 103 Primo modo di vibrare, Edificio D.....	117
Figura 104 Secondo modo di vibrare, Edificio D.....	117
Figura 105 Terzo modo di vibrare, Edificio D.....	117
Figura 106 Taglio alla base direzione X, SLV.....	118
Figura 107 Taglio alla base direzione Y, SLV.....	118
Figura 108 Massimi spostamenti relativi di piano (SLD) per l'Edificio D.....	119
Figura 109 Massimi spostamenti relativi di piano (SLO) per l'Edificio D.....	119
Figura 110 Variazione drift interpiano (SLD), Edificio D.....	120
Figura 111 Variazione drift interpiano (SLO), Edificio D.....	120
Figura 112 Colormap verifiche elementi a pressoflessione, Edificio D.....	121
Figura 113 Colormap verifiche elementi a pressoflessione, Edificio D appartenente al Modello globale.....	121
Figura 114 Colormap verifiche elementi a taglio, Edificio D.....	122
Figura 115 Colormap verifiche elementi a taglio, Edificio D appartenente al Modello globale.....	122
Figura 116 Percentuale elementi non verificati, per l'Edificio D considerato indipendente.....	123

<i>Figura 117 Percentuale elementi non verificati, per l'Edificio C considerato collegato all'interno del modello globale .....</i>	<i>123</i>
<i>Figura 118 Modello Edificio E.....</i>	<i>124</i>
<i>Figura 119 Primo modo di vibrare, Edificio E.....</i>	<i>125</i>
<i>Figura 120 Secondo modo di vibrare, Edificio E.....</i>	<i>125</i>
<i>Figura 121 Terzo modo di vibrare, Edificio E.....</i>	<i>125</i>
<i>Figura 122 Taglio alla base direzione X, SLV.....</i>	<i>126</i>
<i>Figura 123 Taglio alla base direzione Y, SLV.....</i>	<i>126</i>
<i>Figura 124 Massimi spostamenti relativi di piano (SLD) per l'Edificio E .....</i>	<i>127</i>
<i>Figura 125 Massimi spostamenti relativi di piano (SLO) per l'Edificio E .....</i>	<i>127</i>
<i>Figura 126 Variazione drift interpiano (SLD), Edificio E .....</i>	<i>128</i>
<i>Figura 127 Variazione drift interpiano (SLO), Edificio E .....</i>	<i>128</i>
<i>Figura 128 Colormap verifiche elementi a pressoflessione, Edificio E .....</i>	<i>129</i>
<i>Figura 129 Colormap verifiche elementi a pressoflessione, Edificio E appartenente al Modello globale .....</i>	<i>129</i>
<i>Figura 130 Colormap verifiche elementi a taglio, Edificio E.....</i>	<i>130</i>
<i>Figura 131 Colormap verifiche elementi a taglio, Edificio E appartenente al Modello globale ....</i>	<i>130</i>
<i>Figura 132 Percentuale elementi non verificati, per l'Edificio E considerato indipendente .....</i>	<i>131</i>
<i>Figura 133 Percentuale elementi non verificati, per l'Edificio E considerato collegato all'interno del modello .....</i>	<i>131</i>

# Indice delle tabelle

<i>Tabella 1</i> Probabilità di superamento e periodo di ritorno, secondo le NTC 08.....	24
<i>Tabella 2</i> Tipi di costruzioni e relativa vita nominale (NTC 08) .....	24
<i>Tabella 3</i> Classi d'uso e relativi coefficiente (NTC 08) .....	24
<i>Tabella 4</i> Categoria di sottosuolo (NTC 08) .....	26
<i>Tabella 5</i> Categorie topografiche (NTC 08).....	26
<i>Tabella 6</i> Parametri $S_s$ e $C_c$ per le NTC 08.....	28
<i>Tabella 7</i> Coefficiente di amplificazione topografica $S_t$ per le NTC 08.....	28
<i>Tabella 8</i> Valori dei coefficienti che definiscono lo spettro di risposta elastico per accelerazioni verticali (NTC 08).....	29
<i>Tabella 9</i> Coefficienti di combinazione carichi variabili .....	29
<i>Tabella 10</i> Livelli di conoscenza e relativi fattori di confidenza (C.M. 617/09) .....	38
<i>Tabella 11</i> Definizione dei livelli di rilievo e delle prove per edifici in calcestruzzo armato (C.M. 617/09) .....	47
<i>Tabella 12</i> Variazione della resistenza del calcestruzzo negli elementi strutturali in calcestruzzo armato (Fonte: Bungey, Millard, "Testing of concrete in Structures", 1996) .....	48
<i>Tabella 13</i> Pulsazioni proprie e periodo struttura "A" .....	57
<i>Tabella 14</i> Periodi e pulsazioni proprie struttura "B".....	59
<i>Tabella 15</i> Pulsazioni proprie e periodi della struttura "A"+"B" .....	65
<i>Tabella 16</i> Rilievi strutturali (Fonte: relazione tecnica di valutazione vulnerabilità Monoblocco, prof. Ferro).....	75
<i>Tabella 17</i> Pannelli di carico rappresentanti i carichi sui solai.....	83
<i>Tabella 18</i> Parametri caratterizzanti gli spettri di risposta elastici per il sito oggetto di analisi ....	85
<i>Tabella 19</i> Modi di vibrare edificio A .....	92
<i>Tabella 20</i> Modi di vibrare edificio B.....	101
<i>Tabella 21</i> Modi di vibrare edificio C.....	108
<i>Tabella 22</i> Modi di vibrare edificio D .....	116
<i>Tabella 23</i> Modi di vibrare edificio E.....	125

# Introduzione

Il patrimonio edilizio urbano esistente in Italia è caratterizzato da edifici e infrastrutture realizzate in epoche differenti, con tecniche di costruzione diverse e riferimenti normativi.

Le costruzioni esistenti riflettono lo stato di conoscenza dell'epoca di costruzione e evidenziano le carenze insite nella normativa di riferimento con la quale sono state progettate.

Allo stato attuale, le costruzioni di nuova concezione vengono progettate e realizzate sulla base di una elevata conoscenza della dinamica delle strutture, dei materiali di costruzione e delle azioni a cui l'edificio è sottoposto.

Inoltre, la filosofia del *performance based design* alla base delle normative odierne, consente di progettare strutture in grado di soddisfare diversi livelli prestazionali (Stati Limite).

Gran parte del patrimonio edilizio però è costruito in assenza di criteri antisismici. Le prime normative tecniche in ambito sismico furono emanate in ottemperanza alla legge n.64 del 1974, prima di questa data gli edifici sono stati dunque progettati unicamente per carichi verticali e possono presentare carenze strutturali in caso di sisma.

Secondo i dati Istat relativi all'epoca di costruzione del patrimonio edilizio, circa il 30% degli edifici è stato costruito prima del 1945, mentre oltre il 60 % è stato costruito prima del 1974. Come si può osservare dal grafico 1, dopo il rapido e improvviso processo di urbanizzazione che si ha a fine anni '60, la costruzione di edifici si è arrestata bruscamente. Il "boom edilizio" di questi anni, caratterizzato da costruzioni in condizioni non controllate e fenomeni di abusivismo edilizio, è una delle cause principali dell'elevato rischio sismico del nostro territorio.

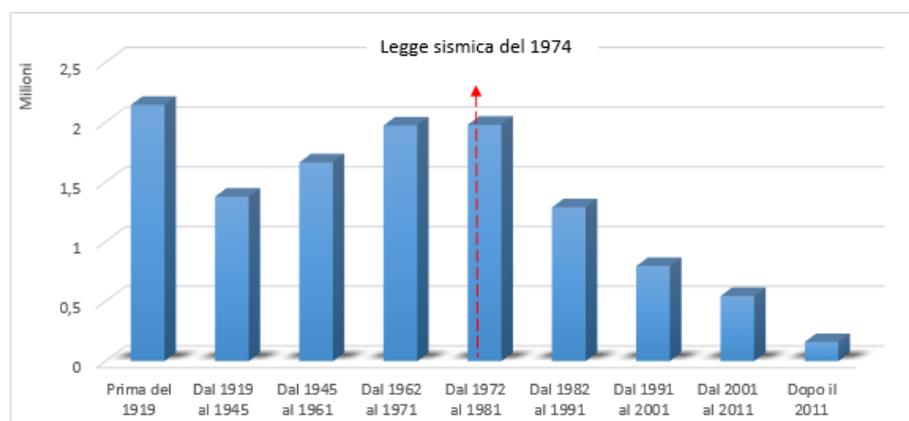


Figura 1 Patrimonio edilizio (rielaborazione dati ISTAT, 2011)

Una delle problematiche relative agli edifici esistenti riguarda i fenomeni di degrado dei materiali dovuto a condizioni ambientali sfavorevoli e alla mancanza di manutenzione durante la loro vita. Sono state individuate due categorie principali di vulnerabilità fisica degli edifici esistenti:

- Degrado per vetustà
- Degrado per ragioni costruttive

Da uno studio del Censis (1999) emerge che oltre 3 milioni di edifici sono a rischio statico, di cui il 36,5 % per vetustà, e il restante 63,5 % per ragioni costruttive.

Un ulteriore fattore di rischio è dato dall'evoluzione dei principi normativi, in particolare relativi alla classificazione sismica del territorio. Nel corso degli anni la classificazione sismica ha interessato sempre più zone del territorio, così molte opere oggi sorgono in zone che all'epoca di costruzione erano classificate come non sismiche o con livelli di sismicità minori.

Fatte queste premesse, la verifica di vulnerabilità per gli edifici esistenti assume quindi un ruolo di estrema importanza e di grande attualità, anche in virtù degli eventi sismici che con elevata frequenza interessano il nostro territorio. Particolare attenzione occorre rivolgere agli edifici definiti "strategici" e "rilevanti", in virtù della loro importanza ai fini di Protezione Civile e le conseguenze che si avrebbero in termini di perdite di vite umane in seguito ad un crollo. Appartengono a questa categoria scuole e ospedale, edifici per cui una valutazione della sicurezza è necessaria e vantaggiosa per tutta la società, data la loro funzione pubblica.

Il patrimonio edilizio sanitario è oggetto di indagini da parte delle istituzioni per una valutazione della vetustà delle strutture. Da dati riportati dal "il Sole 24 ore, Sanità", emerge che circa il 15 % degli edifici è stato costruito prima del 1900, mentre il 35% è stato costruito precedentemente alla 1<sup>a</sup> guerra mondiale. Si tratta di un patrimonio molto variegato caratterizzato da tipologie costruttive differenti.

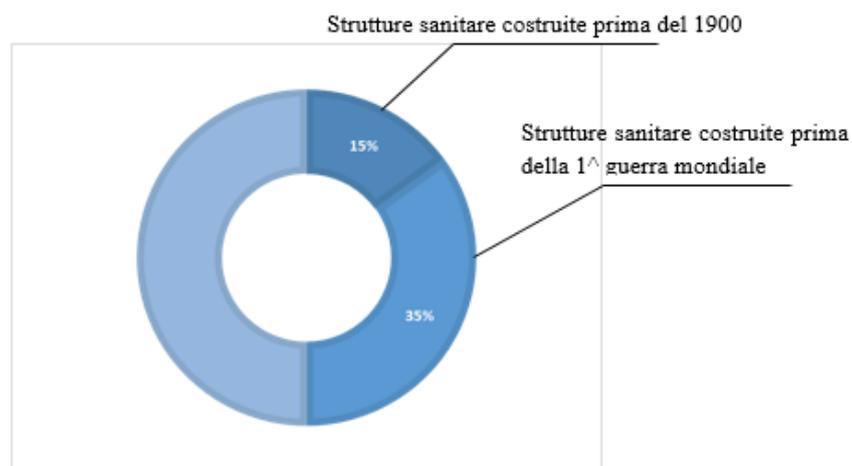


Figura 2 Patrimonio edilizio ospedaliero (rielaborazione dati ilSole24ore, Sanità)

Nella presente tesi si vuole considerare nell'analisi di sicurezza di un edificio esistente come esso interagisce nel contesto edilizio.

Da una ricerca effettuata dal CRESME (Figura 3) sugli edifici pubblici emerge che il 54% di essi risulta completamente isolato, il 25% risulta contiguo con altri edifici su due o più lati, mentre il restante 21% risulta contiguo su un lato.

Si vuole mostrare come varia la risposta strutturale a fronte di un evento sismico, se si considera, all'interno di un unico modello di calcolo, edifici adiacenti.

L'obiettivo è quello di determinare se considerando l'interazione tra edifici adiacenti in un modello numerico, la risposta al sisma ne risulta incrementata o meno, e definire quale sia la modellazione migliore, ai fini di una valutazione di sicurezza sismica della struttura.

In questo contesto si colloca l'edificio oggetto di studio, il "Monoblocco" appartenente all'Ospedale San Martino di Genova, inaugurato nel 1979, e rappresenta uno dei più importanti centri ospedalieri a livello nazionale.

L'organismo strutturale dell'edificio in esame è formato da cinque corpi fabbrica separati, ed è stato analizzato tramite un programma di calcolo agli elementi finiti, per valutare la risposta a fronte di un evento sismico. I vari corpi fabbrica sono stati considerati singolarmente, indipendenti dagli altri corpi costituenti il complesso strutturale, e considerati interagenti, tramite elementi di mutuo collegamento.

Il lavoro si articola in 6 capitoli:

- Definizione del rischio sismico
  - Prescrizioni delle attuali normative relative alle costruzioni in zona sismica
  - Descrizione dell'iter previsto dalla normativa per una valutazione della vulnerabilità sismica per edifici esistenti, e delle problematiche legate ad edifici esistenti
  - Valutazione dell'interazione dinamica tra due telai piani *shear-type* e influenza della rigidità del collegamento nella definizione delle caratteristiche dinamiche
  - Descrizione dello stato di fatto dell'edificio oggetto di analisi in termini di geometria strutturale e aspetti storico-critici in base alla documentazione pervenuta
  - Valutazione della risposta sismica della struttura, disponendo di una modellazione tridimensionale degli edifici che compongono l'organismo strutturale
- Si conclude il lavoro confrontando i risultati ottenuti da una modellazione ad edifici singoli e ad edifici collegati, valutando i livelli di sicurezza raggiunti nei due casi.

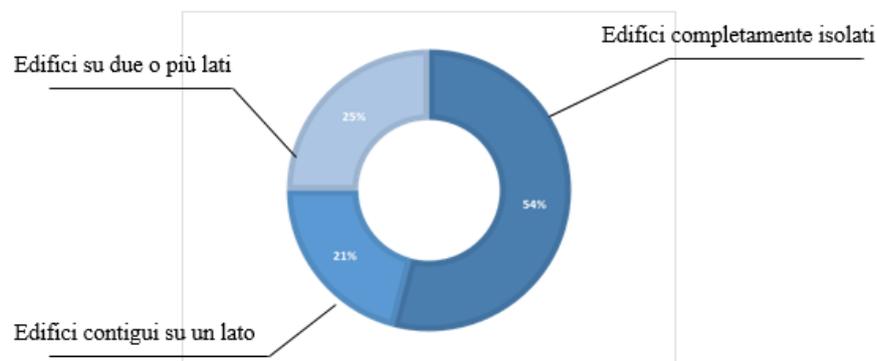


Figura 3 Caratteristiche di contiguità dei edifici pubblici (Rielaborazione dati CRESME)

# Capitolo 1

## Rischio sismico

Il rischio sismico rappresenta la misura dei danni che in base al tipo di sismicità, di resistenza delle costruzioni e di antropizzazione, ci si può aspettare in un dato intervallo di tempo. Rappresenta una combinazione di tre fattori e può essere espresso dalla formula:

$$R = P \cdot V \cdot E$$

Dove:

- *P* Indica la pericolosità del territorio
- *V* Indica la vulnerabilità della costruzione
- *E* Indica l'esposizione al rischio della costruzione

La pericolosità sismica di un territorio consiste nella frequenza e nella forza degli eventi sismici che interessano il territorio stesso. Sarà maggiore quanto più elevata sarà la probabilità di avere un terremoto di una certa intensità. La pericolosità rappresenta quindi la sismicità di un territorio.

La vulnerabilità sismica riflette la capacità di una costruzione di rispondere alle sollecitazioni sismiche ed è misurata dal danno che la struttura subisce a fronte di un evento di una data intensità. Ad una maggiore vulnerabilità corrispondono maggiori effetti dell'evento sismico sulla costruzione. Tale fattore è un indicatore della qualità della costruzione.

L'esposizione sismica, è definita come la quantità e qualità dei valori dei beni sul territorio che possono essere colpiti, direttamente o indirettamente dall'evento sismico. Rappresenta il valore della costruzione, inteso come la possibilità di perdita sociali, ovvero beni culturali e vite umane.

Considerando la frequenza e l'intensità degli eventi sismici che interessano il territorio italiano, possiamo definire un livello di pericolosità sismica medio-alta.

D'altra parte, il patrimonio strutturale, l'elevata densità di popolazione e il ricco patrimonio storico-artistico dell'Italia, comportano un elevato valore della vulnerabilità e dell'esposizione. Il rischio sismico è dunque elevato.

Ai fini di una riduzione del rischio sismico, è possibile considerare opzioni in grado di ridurre la pericolosità, l'esposizione o la vulnerabilità.

La pericolosità non può essere modificata, in quanto è legata alle sorgenti sismogenetiche e alle caratteristiche geologiche del sito.

L'esposizione può essere modificata variando la classe d'uso del manufatto e la densità abitativa del costruito.

Una riduzione della vulnerabilità consente tramite interventi sia su elementi strutturali che non strutturali, una riduzione del danno atteso per l'azione sismica prevista.

Le normative tecniche per le costruzioni individuano tre tipologie di intervento:

- Interventi di adeguamento, finalizzati al raggiungimento dei livelli di sicurezza previsti dalle norme
- Interventi di miglioramento, finalizzati ad un incremento della sicurezza, pur non raggiungendo i livelli previsti dalle norme
- Interventi locali, che interessano limitate porzioni della struttura, pur garantendo un incremento delle condizioni di sicurezza

Da un punto di vista probabilistico, il rischio può essere inteso come la probabilità che, in un determinato periodo, la funzione di stato che lo rappresenta  $Z$  sia negativa. Nel caso di rischio sismico, la funzione di stato è espressa in funzione della domanda sismica  $D$  ovvero la misura del moto sismico agente, e della capacità  $C$  della struttura a resistere alla corrispondente domanda sismica.

In formule, il rischio definito come probabilità di failure  $P_f$  si può descrivere come (Iervolino et al,2007):

$$P_f = P[Z \leq 0] = P [C \leq D]$$

E separando i termini relativi alla risposta della struttura ad una evento sismico di intensità  $IM$  pari ad  $a$ , da quella probabilità di accadimento di un sisma con intensità  $IM$  pari ad  $a$  si ottiene (Cornell et al,2004):

$$P [C \leq D] = \sum_a P [C \leq D(IM = a) \cdot P(IM = a)]$$

## 1.1 Pericolosità sismica

La pericolosità sismica è riferita alle caratteristiche geologiche del sito in cui si verifica il sisma, e dalla frequenza con la quale si ripete. E' quindi un indicatore della severità degli eventi sismici attesi. La pericolosità viene quindi valutata tramite dati sulla sismicità storica e conoscenze geologiche.

Ogni evento sismico è associato ad una delle zone sismogenetiche in cui è diviso il territorio. Per zone sismogenetiche si intendono zone omogenee da un punto di vista geologico e cinematico (Mezzina et al,2011). Si riporta una mappa delle zone o sorgenti sismogenetiche redatta dall'INGV.

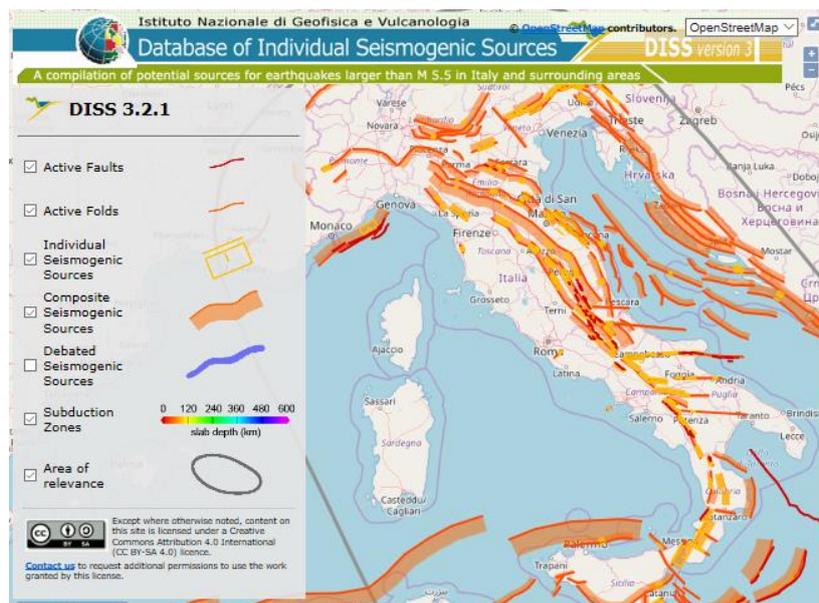


Figura 4 Sorgenti sismogenetiche italiane (Fonte: INGV-DISS)

I metodi utilizzati per un'analisi della pericolosità possono essere classificati in:

- Probabilistici: permettono di ottenere una stima degli eventi futuri in un determinato sito, e consentono di valutare la probabilità di superamento di una determinata intensità dell'evento, tramite analisi probabilistiche su eventi passati
- Deterministici: si considera un unico evento e la sua propagazione nel territorio, in modo da studiare gli effetti in un determinato sito.

I metodi di natura probabilistica si basano su due ipotesi:

- Distribuzione spaziale uniforme degli eventi all'interno delle zone sismogenetiche: è possibile quindi considerare per le diverse micro-zone all'interno della sorgente sismogenetica, la stessa probabilità di accadimento di un evento sismico

- Distribuzione poissoniana dell'occorrenza degli eventi: in un intervallo di tempo il numero medio di eventi non varia nel corso dei secoli.

Gli approcci probabilistici sono i più utilizzati per la loro semplicità e hanno portato alla definizione della mappa di pericolosità 2004. Il metodo probabilistico più utilizzato è il metodo Cornell (*Probabilistic Seismic Hazard Analysis*, 1968).

I passaggi di tale metodologia possono essere riassunti come (*Sito del dipartimento della Protezione civile*):

- Individuazione delle zone sismogenetiche: “In tali aree sono definite le faglie maggiori, responsabili degli eventi di maggiore energia, le faglie minori, responsabili degli eventi di minore energia, ed è definita la loro cinematica”
- Definizione del numero di eventi per ciascuna zona, individuando una relazione tra numero di eventi e la loro intensità, definita tramite la magnitudo. Tale relazione è nota come legge di Gutenberg-Richter, dal nome degli studiosi che l'hanno formulata:

$$\log(N) = a - b \cdot I$$

Dove: N rappresenta il numero di eventi, I l'intensità macrosismica, a e b delle costanti che dipendono dalle caratteristiche del sito.

- Applicazione di una legge di attenuazione. Per un determinato territorio viene costruito un modello matematico che rappresenta la variazione dell'intensità con la distanza dall'epicentro; si considerano i parametri di pericolosità scelti al di sopra di una certa soglia, al di sotto del quale gli eventi sono considerati ininfluenti.
- Calcolo della pericolosità, sommando i contributi di tutte le zone sismogenetiche, tenendo conto della legge di attenuazione

Le diverse zone del territorio avranno una storia sismica differente, e quindi è possibile individuare diverse curve di pericolosità.

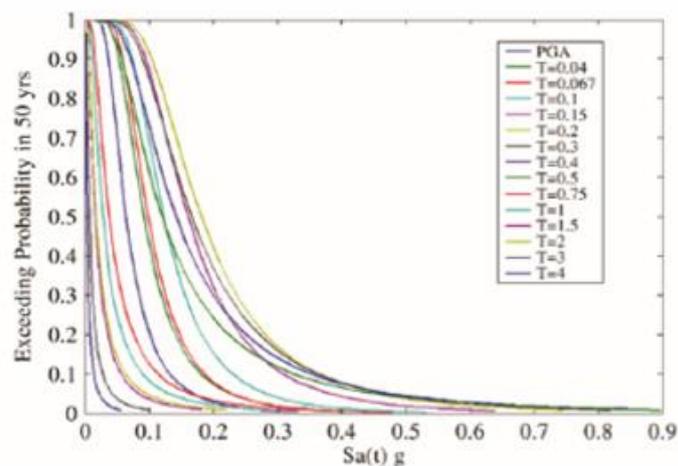


Figura 5 Curva di pericolosità (Iervolino, 2007)

Sulla base dei valori di pericolosità così determinati, si procede con la definizione di una carta della pericolosità, che permette di individuare le zone in cui è lecito attendersi i valori più elevati dei parametri considerati. Tali mappe sono rese disponibili dall'INGV (*Interactive maps of seismic hazard*), e indicano in funzione delle coordinate del sito i valori di accelerazione spettrale e di PGA per diversi valori di probabilità di superamento. La figura rappresenta l'evoluzione che le mappe hanno subito nel corso degli anni, nel capitolo 2 si riprenderà il concetto di pericolosità mostrando la mappa prevista dall'attuale normativa.

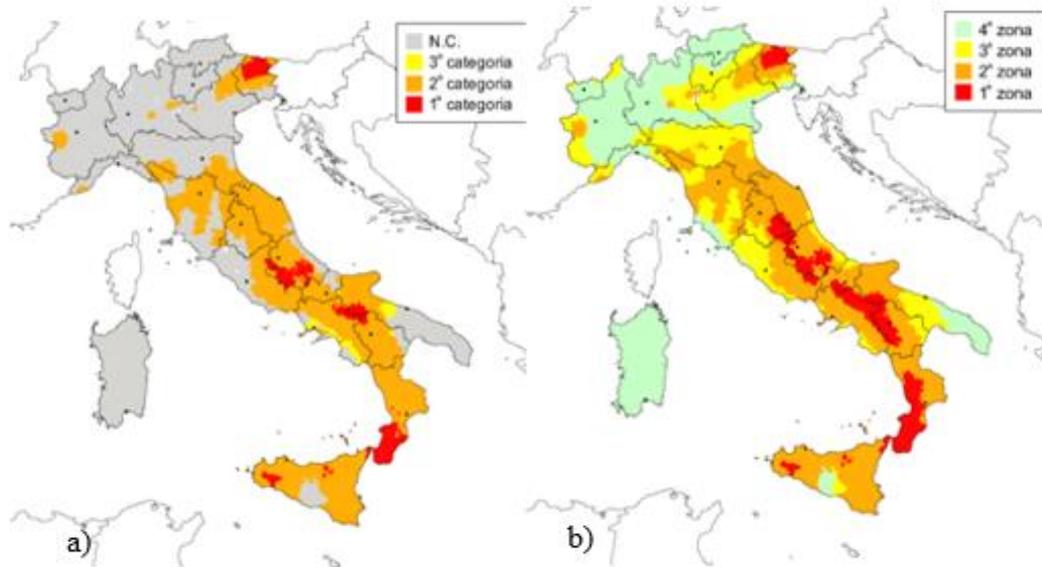


Figura 6 Evoluzione zonazione sismica- classificazione 1984 (a) e zonazione 2003 (b)  
(Fonte: Presidenza del consiglio dei Ministri- Dipartimento della protezione civile)

## 1.2 Vulnerabilità sismica

La vulnerabilità sismica rappresenta la suscettività della struttura a subire danni in seguito al verificarsi dell'evento sismico. E' possibile distinguere diversi tipi di vulnerabilità (Mariniello, 2007):

Vulnerabilità diretta: definisce la propensione di un singolo elemento fisico o complesso a subire danni per effetto di un terremoto

Vulnerabilità indotta: definita in base alla crisi che indotta dal collasso di un singolo elemento fisico o complesso

Vulnerabilità differita: definisce gli effetti che si manifestano in seguito all'evento sismico e alla prima emergenza

La vulnerabilità rappresenta una relazione tra azione sismica e il danno che essa provoca sulla struttura. Come parametro rappresentativo dell'azione sismica si può scegliere l'intensità macrosismica, molto utile in quanto è nota la corrispondenza tra scala di intensità e danni provocati dal sisma. Non è però facilmente correlabile ai valori spettrali che esprimono la pericolosità. Per questo è più vantaggioso

utilizzare le grandezze spettrali, utilizzabili anche in un'analisi strutturale per la valutazione del danno, dato il loro chiaro significato meccanico.

Il danno è invece identificato in termini economici, mediante la valutazione del costo necessario al ripristino della struttura soggetta al sisma.

Il danno può essere espresso anche come indici che siano sempre correlabili a termini economici. In ogni caso, in seguito ad una valutazione della vulnerabilità è possibile definire una curva di fragilità o vulnerabilità che mette in relazione l'azione sismica e il danno provocato nella struttura. In figura è riportato un esempio di curva di fragilità, avendo assunto come parametro per l'azione sismica la PGA (Peak ground acceleration).

Le curve di fragilità possono essere definite considerando parametri differenti per l'intensità sismica (PGV, spostamento spettrale...)

Per una struttura si avranno diverse curve, ognuna relativa ad un determinato livello di danno.

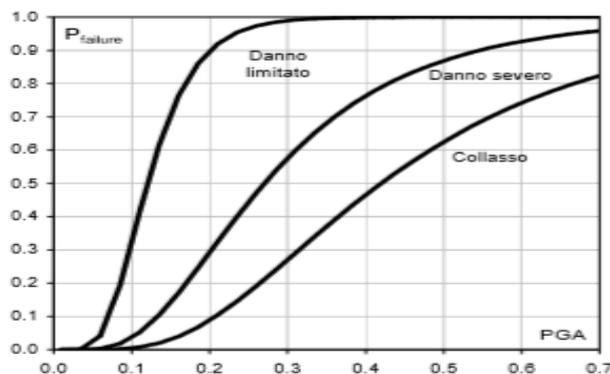


Figura 7 Curve di fragilità

Diversi sono i metodi per stimare la vulnerabilità di un edificio o di un aggregato. E' possibili distinguere:

- Metodi diretti che forniscono il risultato direttamente come indicazione del danneggiamento provocato dal sisma
- Metodi indiretti: che forniscono una relazione tra danno e sisma dopo la definizione di un indice di vulnerabilità
- Metodi convenzionali (euristici) che confrontano strutture diverse ubicate in zone aventi la stessa sismicità, e forniscono solo un indicazione dell'indice di vulnerabilità

Un altro tipo di classificazione individua:

- Metodi quantitativi che danno un indicazione numerica del danno
- Metodi qualitativi che invece forniscono unicamente un giudizio relativo alla vulnerabilità, senza quantificarla

Un'ulteriore classificazione dei metodi di valutazione di vulnerabilità distingue:

- Metodi meccanici
- Metodi empirici
- Metodi basati sul giudizio degli esperti

I metodi meccanici valutano il danno in maniera meccanico analitica, attraverso l'analisi strutturale, solitamente di tipo non lineare. Il danno viene definito come il raggiungimento di uno stato limite, e l'azione sismica è definita tramite grandezze spettrali (PGA). Tale metodo viene utilizzato nella valutazione della vulnerabilità del singolo edificio esistente, purché si abbia un adeguato livello di conoscenza. Il limite dei metodi meccanici consiste nella difficoltà di trovare un "giusto equilibrio tra la raffinatezza del modello meccanico riferito alla struttura e l'impegno computazionale che ne deriva".

I metodi empirici sono invece basati su un'analisi statistica dei danni generati dal sisma. A differenza dei metodi meccanici, che valutano in dettaglio la vulnerabilità di un singolo edificio, i metodi empirici vengono utilizzati per la valutazione della vulnerabilità degli aggregati riferendosi a classi di edifici definiti in base a diversi fattori come la tipologia costruttiva, regolarità in pianta o in altezza, ecc. Ad ogni classe viene attribuita una curva di vulnerabilità o matrice di danno (Medvedev, 1977), definite a posteriori tramite elaborazioni statistiche basate su eventi sismici passati.

Ad ogni edificio viene attribuita la curva o matrice relativa alla classe di appartenenza.

I metodi basati sui giudizi degli esperti considerano il comportamento degli edifici basandosi sull'esperienza, attribuendo ad ogni edificio un indice di vulnerabilità sulla base di indicatori della capacità della struttura a sopportare l'azione sismica (resistenza dei materiali, efficienza dei collegamenti, regolarità strutturale). A questi indici di vulnerabilità si associa una curva o matrice di probabilità del danno. Il metodo basato sul giudizio di esperti più utilizzato prevede l'utilizzo di schede di vulnerabilità di primo e secondo livello redatte dal GNDT- C.N.R. (Gruppo Nazionale per la Difesa dei Terremoti).

### 1.3 Esposizione

L'esposizione riguarda la qualità e la quantità dei beni, e il numero di persone potenzialmente interessate dall'evento sismico e la loro capacità di reazione. Occorre considerare inoltre il sistema infrastrutturale, le attività economiche, le condizioni socio-economiche della comunità. Sono quindi molteplici i fattori che concorrono ad una valutazione dell'esposizione al rischio sismico, rendendola estremamente complessa. Per cui, si ricorre all'utilizzo di metodi semplificati, ad esempio quello che prevede la definizione di un indice di esposizione definito come (Polidoro, 2010):

$$I_e = I_u \cdot I_f$$

Dove:

- $I_u$  È un indice di utenza, funzione della capacità di reazione delle persone coinvolte ( $I_{ev}$ ), e dall'indice di affollamento ( $I_{co}$ ):

$$I_u = (I_{ev}, I_{co})$$

La capacità di reazione dipende dall'età e dalle caratteristiche fisiche degli utenti coinvolti. L'indice di affollamento è dato dalla combinazione di due fattori, il periodo di utilizzazione ( $P_u$ ) e densità di utenza ( $D_u$ ):

$$I_{co} = P_u * D_u$$

$P_u$  È dato dal rapporto tra ore annue in cui viene utilizzata la struttura e il numero di ore in un anno (8760 ore). La densità di utenza è data dal numero di utenti rapportato al volume dell'edificio, sulla base di dati provenienti da censimenti.

- $I_f$  È un indice di funzione, rappresenta l'importanza dell'edificio:

$$I_f = U_{e1} \cdot U_{e2} \cdot B_u$$

$U_{e1}$  Dipende dall'utilizzo che viene fatto dell'edificio in condizioni di prima emergenza

$U_{e2}$  Dipende dall'utilizzo dell'edificio in condizioni di seconda emergenza

$B_u$  Rappresenta il bacino di utenza

Maggiore è il valore dei suddetti coefficienti, maggiore è l'importanza dell'edificio sia in condizioni di prima emergenza che nelle fasi successive all'evento sismico.

# Capitolo 2

## Normativa sismica di riferimento

### 2.1 Evoluzione della normativa

Nel corso degli anni si è assistito ad una continua evoluzione delle normative tecniche, indicando un continuo progresso delle conoscenze tecniche e scientifiche. Come già accennato, la prima legge fondamentale per la regolamentazione degli edifici in c.a., con particolare attenzione a quelli in zona sismica, è la legge n.64 del '74, che induce il Ministero dei Lavori Pubblici ad emanare e aggiornare normative tecniche. Fino a pochi anni fa il metodo utilizzato per le verifiche era quello delle tensioni ammissibili, in base al quale la tensione era determinata con un modello elastico. Solo a partire dal D.M. del '96 si è proposto un metodo alternativo, di tipo semiprobabilistico agli Stati Limite, ma che presentava ancora limiti di applicabilità. Agli inizi del XXI secolo, con l'Ordinanza 3274 del 2003 prima e l'Ordinanza 3431 del 2005 poi, viene sancita l'importanza della valutazione delle azioni sismiche e dell'utilizzo del metodo agli Stati limite. Con il D.M. del 2005, si vuole fornire un "Testo unitario che abbia caratteristiche di coerenza, chiarezza, univocità, sinteticità e sia improntato al più moderno indirizzo di normative prestazionali, piuttosto che prescrittiva".

Tornando ai nostri giorni, la normativa tecnica di riferimento per la progettazione sismo-resistente in Italia è costituita dalle Norme Tecniche per le Costruzioni, emanate con Decreto Ministeriale il 14 Gennaio 2008. Viene ribadita la scelta del metodo agli stati limite, consentendo il metodo delle tensioni ammissibili solo per "costruzioni di classe d'uso I e II, limitatamente ai siti ricadenti in zona 4".

Queste normative sono state recentemente aggiornate con il Decreto Ministeriale del 17 Gennaio 2018. In questo capitolo, si esporranno gli aspetti principali della normativa inerenti alla definizione delle azioni sismiche.

## 2.2 Filosofia generale delle attuali normative

Le normative di vecchia concezione erano basate su un concetto di progettazione antisismica caratterizzata da un unico livello, concepito con l'obiettivo principale di salvare le vite umane. I terremoti più recenti hanno insegnato che preservare la funzionalità della struttura rappresenta una questione che deve essere considerata insieme alle altre richieste prestazionali.

Da queste considerazioni si è giunti ad un approccio multi-obiettivo delle attuali normative, in modo da conseguire una protezione nei confronti di un'ampia gamma di eventi sismici, da quelli di minore intensità a quelli più forti.

Accanto all'obiettivo primario di salvaguardia delle vite umane, la concezione progettuale si arricchisce di elementi che riguardano livelli prestazionali di natura socio economica. La progettazione del nuovo, così come gli interventi sul costruito, si basano sulla filosofia del *performance based design* che individua livelli prestazionali, o stati limite, che dovrebbero essere soddisfatti.

Tale approccio prestazionale alla progettazione adottato dalle NTC deriva da enti normativi degli Stati Uniti, che hanno redatto diversi report a riguardo (Vision 2000, FEMA 356, FEMA 273).

In Vision 2000 (*Structural Engineers Association of California*, SEAOC,1995) si individuano quattro livelli di rischio, riferite a diverse probabilità di superamento:

- Frequente con probabilità di superamento del 50 % in 30 anni
- Occasionale con probabilità di superamento del 50% in 50 anni
- Raro con probabilità di superamento del 10% in 50 anni
- Molto raro con probabilità di superamento del 10% in 100 anni

Sono inoltre definiti quattro livelli prestazionali definiti in base al livello di danno subito dalla struttura:

- Completamente operativa
- Operativa
- Salvaguardia della vita
- Collasso imminente

Questi concetti furono ripresi da ulteriori linee guida redatte dalla FEMA (*Federal Emergency Management Agency*).

Si riporta la strategia di progettazione individuata nelle linee guida FEMA 356 (2000). In diagonale sono rappresentati gli obiettivi prestazionali che devono essere rispettati in funzione del tipo di edificio, individuando:

- Obiettivo base
- Obiettivo per edifici essenziali
- Obiettivo per edifici critici

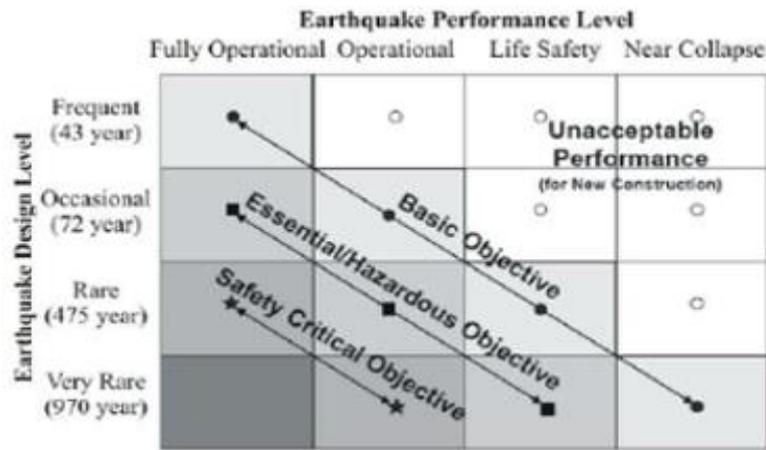


Figura 8 Obiettivi prestazionali degli edifici (FEMA 356)

In coerenza con questo approccio prestazionale la Normativa Italiana definisce al paragrafo 3.2.1 quattro Stati Limite, riferendosi alle prestazioni della costruzione comprendendo elementi strutturali, non strutturali e impianti. Gli stati limite di esercizio sono rappresentati da:

- Stato Limite di Operatività (SLO): si richiede che la costruzione nel suo complesso, includendo impianti ed elementi non strutturali, non subisca danni o interruzioni d'uso significative.
- Stato limite di Danno (SLD): si richiede che a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, non subisca danni tali da mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali e verticali, mantenendosi utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature

Gli stati limite ultimi sono rappresentati da:

- Stato limite di Salvaguardia della Vita (SLV): si richiede che la costruzione a seguito del terremoto subisca rotture e crolli dei componenti non strutturali, e danni significativi dei componenti strutturali, cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; si richiede che la costruzione conservi invece una parte della resistenza e della rigidezza per azioni verticali, e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali
- Stato limite di prevenzione del collasso (SLC): a seguito del terremoto, si accetta che la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali, e danni molto gravi dei componenti strutturali, ma conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali, e un margine di sicurezza esiguo nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

*Capitolo 2 - Normativa di riferimento*

La normativa prevede la verifica nei confronti di uno o più stati limite, facendo riferimento ad un evento sismico, definito in termini di probabilità di superamento in un certo intervallo di tempo, o di periodo di ritorno. La normativa definisce i valori della probabilità di superamento  $P_{vr}$  per i diversi stati limite, associati ad un periodo di riferimento.

Stati Limite		$P_{Vr}$ : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V_R$
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

*Tabella 1 Probabilità di superamento e periodo di ritorno, secondo le NTC 08*

Il periodo di riferimento  $V_r$  per l'azione sismica, viene determinato come prodotto di due valori:

$$V_r = V_n C_u$$

$V_n$  è la vita nominale dell'opera, intesa come "il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata"

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale $V_N$ (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva <sup>1</sup>	$\leq 10$
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	$\geq 50$
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	$\geq 100$

*Tabella 2 Tipi di costruzioni e relativa vita nominale (NTC 08)*

$C_u$  è il coefficiente d'uso, il cui valore è associato alla classe d'uso dell'opera, e ne definisce l'importanza, e riportati al §2.4.2 delle NTC

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE $C_U$	0,7	1,0	1,5	2,0

*Tabella 3 Classi d'uso e relativi coefficiente (NTC 08)*

## 2.3 Pericolosità sismica nell'attuale normativa

La definizione delle azioni sismiche di progetto si basa sulla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione. La valutazione della pericolosità di base deriva da dati geologici e dati sulla sismicità del sito storica e attuale. Sono noti in una griglia abbastanza fitta del territorio italiano, i valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_C^*$  da utilizzare nella definizione dell'azione sismica. Tali parametri sono riportati nelle tabelle 1 e 2 dell'Allegato B delle NTC, e hanno il seguente significato:

- $a_g$ : accelerazione orizzontale massima
- $F_0$ : valore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
- $T_C^*$ : periodo del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

Interpolando i valori di  $a_g$ , a partire dai punti del reticolo di riferimento, si possono determinare delle mappe di pericolosità sismica, riferite a diversi periodi di ritorno. Si riporta una mappa di pericolosità espressa in termini di accelerazione massima del suolo e riferita ad una probabilità di ritorno

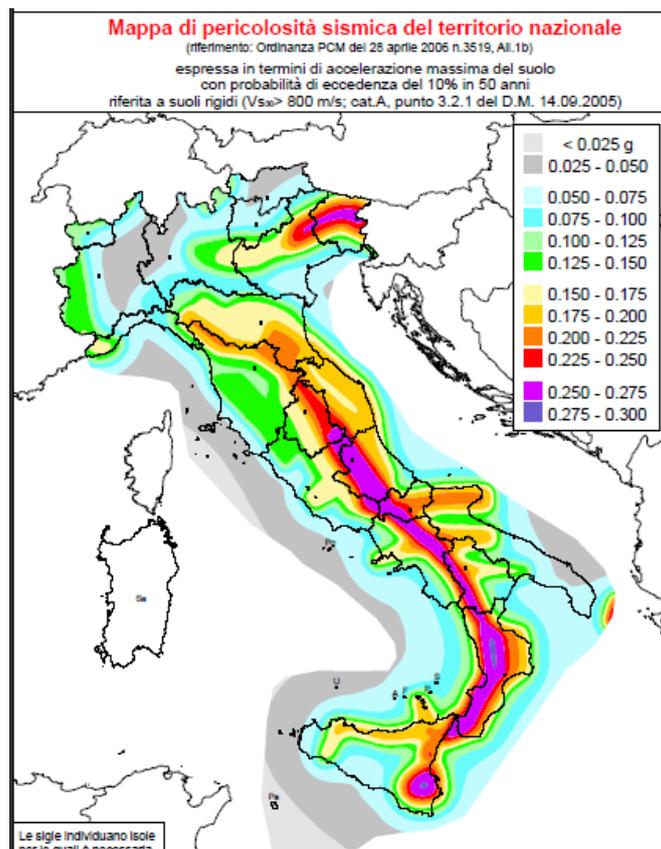


Figura 9 Mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale (Fonte: INGV)

## Capitolo 2 - Normativa di riferimento

La zonazione sismica è stata determinata in condizioni ideali di sito di riferimento rigido e superficie topografica orizzontale. Per considerare gli effetti della risposta sismica locale, occorre determinare le caratteristiche sismiche del suolo. In assenza di specifiche analisi riguardanti la risposta sismica locale, si può far riferimento alle tabelle riportati al §3.2.2 delle NTC, che definiscono la categoria del sottosuolo e dalle caratteristiche topografiche del sito.

Categoria	Descrizione
<b>A</b>	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
<b>B</b>	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
<b>C</b>	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
<b>D</b>	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
<b>E</b>	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Tabella 4 Categoria di sottosuolo (NTC 08)

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Tabella 5 Categorie topografiche (NTC 08)

## 2.4 Azione sismica

La normativa definisce l'azione sismica agente sulla struttura oltre che in termini di accelerazione massima attesa, attraverso lo spettro di risposta elastico in accelerazione. Lo spettro di risposta fornito dalla normativa rappresenta un involucro degli spettri di risposta elastica dei terremoti attesi in un assegnato sito. L'azione sismica prevista da normativa prevede due direzioni orizzontali e una verticale, tra loro indipendenti.

Le espressioni analitiche che definiscono lo spettro di risposta elastico orizzontale sono rappresentate da:

$$\begin{array}{ll}
 0 \leq T < T_B & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \\
 T_C \leq T < T_D & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)
 \end{array}$$

Dove:

- $S$ : fattore di amplificazione funzione del tipo di suolo e caratteristiche topografiche,  $S = S_s \cdot S_t$
- $\eta$ : fattore che modifica lo spettro per valori dello smorzamento diversi dal valore standard  $\zeta = 0,05$  e viene determinato dalla relazione
- $F_0$  = fattore di amplificazione spettrale per accelerazioni orizzontali
- $T_C$  = periodo di inizio del tratto dello spettro avente velocità costante e dato da  $T_C = C_c \cdot T_C^*$ ,  
Dove  $C_c$  è un coefficiente dipendente dal tipo di suolo, e  $T_C^*$  è il periodo di inizio del tratto dello spettro in accelerazione orizzontale a velocità costante e definito tramite analisi di pericolosità
- $T_B$  = periodo di inizio del tratto di spettro ad accelerazione costante, e dato da  $T_B = T_C/3$
- $T_D$  = periodo di inizio del tratto di spettro a spostamenti costante, dato dalla relazione  $T_D = 4,0 a_g/g + 1,6$

I parametri  $S_s$ ,  $C_c$  e  $S_t$ , che dipendono dalle caratteristiche morfologiche e topografiche del sito, sono definiti dalle tabelle:

Categoria sottosuolo	$S_s$	$C_c$
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Tabella 6 Parametri  $S_s$  e  $C_c$  per le NTC 08

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	$S_T$
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Tabella 7 Coefficiente di amplificazione topografica  $S_t$  per le NTC 08

Le espressioni analitiche che definiscono lo spettro di risposta elastico verticale sono rappresentate da:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_v} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

Dove:

- $F_v$  è un fattore di amplificazione spettrale, definito dalla relazione:  

$$F_v = 1,35 F_0 \sqrt{ag/g}$$
- I parametri  $ag, F_0, S, \eta$  assumono lo stesso valore definito in precedenza
- I parametri  $S_s, T_b, T_c, T_d$  sono definiti dalla seguente tabella, per tutti i tipi di suolo:

Categoria di sottosuolo	$S_S$	$T_B$	$T_C$	$T_D$
A, B, C, D, E	1,0	0,05 s	0,15 s	1,0 s

Tabella 8 Valori dei coefficienti che definiscono lo spettro di risposta elastico per accelerazioni verticali (NTC 08)

## 2.5 Combinazione dell'azione sismica con le altre azioni

Essendo il sisma un evento raro, si considera che l'entità più probabile dei carichi verticali quando avviene un terremoto è inferiore al valore di calcolo. Per questo le normative attuali prescrivono di considerare presenti quelli verticali quasi permanenti, cioè i valori di  $g_k + \psi_2 q_k$ . Tale combinazione è espressa dalla seguente relazione:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

I valori dei coefficienti  $\psi_2$  sono definiti nel capitolo 2 delle NTC, e di seguito riportati.

Per quanto riguarda la combinazione degli effetti delle diverse componenti del sisma, occorre ricordare che il sisma comporta movimenti di due direzioni orizzontali e in una verticale. La componente verticale ha una minore importanza, anche per la minore entità dei carichi presenti durante il sisma, infatti viene presa in considerazione solo in casi specifici: travi di luce maggiore di 20 m, sbalzi di luce superiore a 4 m, pilastri in falso. Le due componenti orizzontali invece non sono correlate, i massimi effetti non si avranno nello stesso istante. Per tale motivo le NTC prescrivono di combinare gli effetti di una componente valutati al 100% a quelli dell'altra componente ridotti al 30%.

Categoria/Azione variabile	$\psi_{0i}$	$\psi_{1i}$	$\psi_{2i}$
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Tabella 9 Coefficienti di combinazione carichi variabili

## 2.6 Analisi strutturale

Le attuali normative in ambito sismico distinguono due procedure di analisi principali, procedure lineari e non lineari. Le analisi lineari si basano sull'utilizzo degli spettri di risposta per la valutazione delle forze agenti sulla struttura, e costituiscono le procedure di analisi di maggior facilità d'uso in quanto valutano le forze e gli spostamenti in campo elastico lineare.

Il comportamento non lineare degli elementi, dovuto a non linearità geometriche e dei materiali, viene considerato nelle procedure di analisi non lineari, che consentono una valutazione più realistica delle azioni agenti sulla struttura a fronte di un maggior onere computazionale e una maggior difficoltà di applicazione.

Le normative prevedono un'ulteriore distinzione delle analisi strutturali, definendo analisi statiche e dinamiche, a seconda che l'equilibrio venga trattato rispettivamente in maniera statica o dinamica.

In base a queste distinzioni, le NTC, coerentemente con l'Eurocodice 8 e altri codici normativi internazionali, prevedono quattro tipologie di analisi, che vengono brevemente descritte.

La scelta della metodologia di analisi è a discrezione del progettista, entro i limiti di applicabilità previsti dalla norma. In linea generale, i metodi di analisi lineare costituiscono la procedura convenzionalmente adottata nella progettazione ordinaria, mentre le analisi non lineari costituiscono una metodologia utile nella valutazione della sicurezza degli edifici esistenti, qualora si abbia un livello di conoscenza adeguato.

### 2.6.1 Analisi statica lineare

È un'analisi dinamica semplificata, e valuta l'effetto del primo modo di vibrazione, in genere predominante. Si può applicare se il comportamento della struttura è piano, ovvero trasla senza rotazioni rilevanti, e se il periodo  $T_1$  non è elevato. Queste limitazioni garantiscono che gli effetti relativi al primo modo di vibrare siano effettivamente predominanti. Questo tipo di analisi consiste nell'applicazione di forze statiche equivalenti alle forze indotte dall'azione sismica, e pur non prevedendo un'analisi dinamica per la determinazione dei modi di vibrare e i relativi periodi, richiede la conoscenza del periodo fondamentale della struttura.

Il periodo fondamentale, in assenza di un calcolo rigoroso, viene calcolato in maniera approssimata, riferendosi a delle formule semplificate. Le NTC forniscono, per edifici che non superano i 40 m di altezza, e la cui massa sia distribuita in maniera uniforme lungo l'altezza, la formula:

$$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4}$$

In cui  $H$  è l'altezza totale della costruzione e  $C_1$  è un coefficiente che vale 0,085 per costruzioni con telaio in acciaio, 0,075 per costruzioni con telaio in calcestruzzo armato, e 0,05 per qualsiasi altro tipo di struttura.

La forze  $F_i$  da applicare alla massa  $i$ -esima della costruzione è data dalla seguente formula:

$$F_i = F_h \cdot z_i \cdot W_i / \sum_j z_j W_j$$

Dove:

- $F_h$  è il taglio totale al piede della costruzione dato dalla relazione

$$F_h = S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda / g$$

- $W_i$  e  $W_j$  sono i pesi delle masse presenti all'impalcato  $i$  e  $j$
- $Z_i$  e  $z_j$  sono le corrispondenti quote rispetto al piano di fondazione.

### 2.6.2 Analisi dinamica lineare

E' il metodo raccomandato dalle norme, ed è basato sulla valutazione dei contributi massimi di ciascun modo e sulla loro combinazione. Essa costituisce un metodo di grande utilità, semplificando la risoluzione di problemi dinamici a molti gradi di libertà, consentendo la trasformazione di un sistema di equazioni accoppiate, in un gruppo di equazioni disaccoppiate, in cui ogni equazione contiene un'unica variabile.

L'analisi dinamica lineare, seguendo le prescrizioni delle NTC, consiste:

- Nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione
- Nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati
- Nella combinazione di tali effetti

E' necessario quindi stabilire dei criteri per la definizione dei modi di vibrare significativi, e delle regole per determinare il massimo effetto complessivo.

Le NTC richiedono di considerare nelle analisi modi di vibrare con massa partecipante superiore al 5% della massa totale, e in ogni caso un numero di modi la cui massa partecipante sia, almeno l'85% della massa totale.

L'effetto di un singolo modo può essere agevolmente determinato, ma per determinare l'effetto massivo complessivo, occorre ricordare che i moti non sono sincroni, ovvero i massimi saranno raggiunti in istanti differenti, quindi non è possibile valutarlo come semplice somma dei massimi effetti di ciascun modo.

La normativa italiana fornisce a riguardo due tecniche di combinazione dei modi:

- Se i periodi propri differiscono tra loro meno del 10% è possibile utilizzare una combinazione quadratica completa (CQC, "complete quadratic combination")

$$E = (\sum_j \sum_i \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j)^{1/2}$$

In cui:

$E_i, E_j$  sono i valori dell'effetto relativo ai modi  $i$  e  $j$

$\rho_{ij}$  è un coefficiente di correlazione tra modo  $i$  e  $j$  (compreso tra 0 e 1), calcolato con la formula:

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2\beta_{ij}^{3/2}}{(1+\beta_{ij})[(1-\beta_{ij})^2 + 4\xi^2\beta_{ij}]}$$

- Se i periodi di vibrazione sono ben distinti, e quindi il coefficiente di correlazione trascurabile, il massimo effetto può essere determinato come radice quadrata della somma dei quadrati (SRSS "Square root of sum of squares").

$$E = \sqrt{\sum_{j=1}^n E_j^2}$$

I metodi di analisi lineare appena definiti tengono conto del comportamento non lineare tramite il fattore di struttura  $q$  che permette di ridurre lo spettro di risposta elastico o il fattore  $\theta$  per considerare le non linearità geometriche.

### 2.6.3 Analisi statica non lineare

Tale analisi fa riferimento ad un approccio basato sugli spostamenti (*displacement based design*), e consiste nel confrontare la domanda di spostamento, cioè la misura dello spostamento che la struttura subisce in seguito al sisma, con la capacità di spostamento, intesa come l'abilità di resistere alla domanda sismica.

La capacità della struttura è rappresentata dalla curva di capacità o pushover, che mette in relazione il taglio alla base e lo spostamento in sommità. L'analisi è svolta applicando un sistema di forze statiche incrementate in maniera proporzionale, fino alla condizione di collasso.

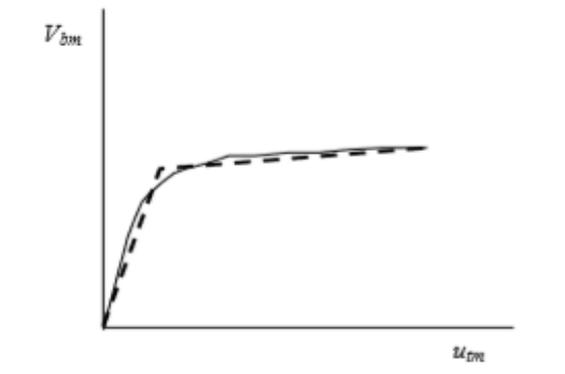


Figura 10 Curva di capacità

Le NTC definiscono dei limiti all'applicazione di tale metodologia, al §7.3.4.1 delle norme si precisa che "il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata

ha una partecipazione di massa non inferiore al 75%”, o “se il periodo fondamentale della struttura è superiore a  $T_c$ ”, escludendo così strutture per le quali il modo di vibrare non sia predominante sugli altri. Nel rispetto dei criteri di applicabilità stabiliti dalle norme, si considerano due distribuzioni di forze di inerzia “ricadenti l’una nelle distribuzioni principali (Gruppo 1) e l’altra nelle distribuzioni secondarie (Gruppo 2)”

Nel primo gruppo si considerano le forze statiche corrispondenti all’analisi statica lineare, una distribuzione proporzionale alla forma del primo modo di vibrare, e una distribuzione corrispondente alla distribuzione dei tagli di piano determinati tramite un’analisi dinamica lineare.

Nel secondo gruppo, si considera una distribuzione di forze derivata da una distribuzione uniforme di accelerazioni lungo l’altezza della costruzione, e una distribuzione adattativa, che cambia al crescere dello spostamento del punto di controllo.

Tale analisi richiede la conversione del sistema a più gradi di libertà a un sistema equivalente ad un solo grado di libertà.

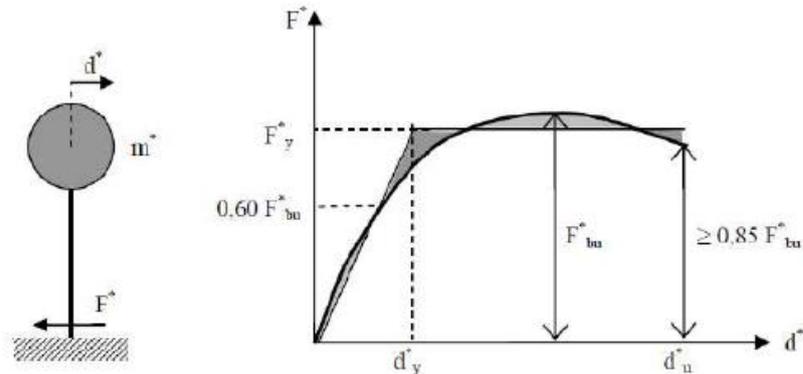


Figura 11 Curva di capacità sistema SDOF equivalente (NTC 08)

## 2.6.4 Analisi dinamica non lineare

Questo tipo di analisi consiste in un’analisi non lineare basata sull’impiego di accelerogrammi opportunamente scalati, e una valutazione della risposta sismica al passo, mediante integrazione diretta delle equazioni del moto. Consente di valutare il comportamento dinamico della struttura in campo lineare, e valutare l’evoluzione nel tempo dei parametri di risposta della struttura.

Tale metodologia presenta molteplici vantaggi in termini di affidabilità e aderenza alla realtà, ma risulta essere di difficile applicazione. Si pensi alle incertezze legate alla definizione di accelerogrammi rappresentativi, alle difficoltà legate alla definizione di un modello della struttura in grado di rappresentare il comportamento non lineare e ciclico della struttura, oltre all’onere computazionale elevato.

Tale metodologia inoltre è considerata obbligatoria dalle NTC, per strutture dotate di dispositivi di isolamento alla base, quando non sia possibile applicare un’analisi equivalente.

# Capitolo 3

## Vulnerabilità degli edifici esistenti

In questo capitolo si vuole analizzare il tema della valutazione sismica degli edifici esistenti, coerentemente con quanto prescritto dalle Norme Tecniche, in particolare dal capitolo 8 delle stesse e dalla Circolare n.617/2009. Si descrivono inoltre alcune problematiche connesse al patrimonio edilizio costruito.

Il tema risulta di fondamentale importanza e di estrema attualità, in ragione dei frequenti terremoti che interessano il nostro Paese. Non è semplice effettuare una valutazione della vulnerabilità sismica sul costruito, in quanto caratterizzato da edifici risalenti ad epoche diverse, costruiti con tecniche differenti e riferimenti normativi differenti. Le normative per questo forniscono delle regole da seguire per una corretta valutazione della vulnerabilità sismica, seguendo un approccio di tipo prestazionale.

Le normative attuali definiscono “esistente”, la costruzione che “abbia, alla data della redazione della valutazione di sicurezza e/o del progetto di interventi, la struttura completamente realizzata”.

La valutazione della sicurezza è necessaria per gli edifici esistenti, nelle seguenti situazioni:

- “Riduzione della capacità resistente e/o deformativa della struttura o di alcune sue parti”
- “Provati gravi errori di progetto e costruzione”
- “Cambio di destinazione d’uso della costruzione o parti di essa, con variazione significativa dei carichi variabili”
- “Interventi non dichiaratamente strutturali, qualora essi interagiscono, con elementi aventi funzione strutturale”

Per le costruzioni esistenti, la valutazione della sicurezza verrà eseguita con riferimento agli Stati Limite Ultimi, di salvaguardia della vita (SLV) o di prevenzione del collasso (SLC). Viene sottolineata l’importanza di effettuare indagini in situ, per valutare la geometria, le proprietà meccaniche dei materiali e i dettagli costruttivi, al fine di acquisire un livello di conoscenza della struttura

adeguato, in base al quale scegliere il tipo di analisi strutturale, necessaria per la corretta valutazione della vulnerabilità.

Il tecnico incaricato della valutazione della vulnerabilità, sulla base delle indagini, potrà predisporre eventuali interventi e dovrà esplicitare il livello di sicurezza della struttura, prima e dopo l'intervento.

Gli interventi sulle strutture possono essere classificati come:

- Interventi di adeguamento, finalizzati al raggiungimento dei livelli di sicurezza previsti dalle norme
- Interventi di miglioramento, finalizzati ad un incremento della sicurezza, pur non raggiungendo i livelli previsti dalle norme
- Interventi locali, che interessano limitate porzioni della struttura, pur garantendo un incremento delle condizioni di sicurezza

Definiamo ora i passaggi fondamentali per una corretta valutazione della sicurezza di edifici esistenti.

### **3.1 Analisi storico-critica**

“Al fine di una corretta individuazione del sistema strutturale esistente e del suo stato di sollecitazione, è importante ricostruire il processo di realizzazione e successive modificazioni subite nel tempo dal manufatto, nonché gli eventi che lo hanno interessato. (§ 8.5.1 NTC). Nel caso di edifici esistenti, non sempre è possibile disporre dei disegni originali per ricostruire la storia della costruzione, ma rappresenta una fase necessaria, prima di procedere con le operazioni di rilievo. L'analisi storica sarà finalizzata anche ad una verifica di quanti e quali terremoti hanno interessato l'area in cui sorge l'edificio, per una sorta di valutazione sperimentale della vulnerabilità sismica dell'edificio stesso.

Le documentazioni necessarie ad una ricostruzione edificatoria della costruzione sono da ricercare presso gli archivi delle amministrazioni locali, e in particolare le fonti da considerare per l'acquisizione dei dati necessari sono (C8.A.1.B.1 della CM 617/2009):

- Documenti di progetto, relazioni geologiche, geotecniche e strutturali
- Documentazione acquisita in tempi successivi alla costruzione
- Rilievo strutturale geometrico e dei dettagli costruttivi
- Prove in situ e in laboratorio

## 3.2 Rilievo

Si tratta di una procedura fondamentale per l'acquisizione di dati necessari per la realizzazione di un modello di calcolo rappresentativo dell'edificio esistente e consiste nella definizione della geometria strutturale e dei dettagli costruttivi. La prima fase è necessaria anche per individuare eventuali danni e situazioni critiche che possono comportare una crisi imminente. La conoscenza dei dettagli costruttivi, in assenza di una documentazione completa può richiedere dei rilievi in situ e una valutazione estensiva per analogia.

Le indagini riguarderanno prevalentemente elementi strutturali che maggiormente influenzano la risposta strutturale, ad esempio pilastri corti, pilastri pilotis, ecc., e saranno effettuate considerando alcuni aspetti generali (Lombardo S., 2012):

Per i pilastri:

- Evitare di scegliere elementi con elevati tassi di lavoro
- Scegliere zone soggette a modeste sollecitazioni flessionali (per esempio zone a  $h/2$ )
- Evitare gli estremi dell'elemento in quanto potrebbero dar luogo a risultati falsati dalla segregazione dei componenti del getto
- Effettuare prelievi in modo da avere campioni indisturbati
- Rispettare le norme UNI sul rapporto  $\Phi_{\text{carota}}/\Phi_{\text{inerte max.}} > 3$

Per le travi:

- Eseguire preferibilmente prove non distruttive
- Nel caso di prove distruttive scegliere zone soggette a modeste sollecitazioni flessionali (per esempio zone a  $l/5$  dai nodi)
- Rispettare le norme UNI sul rapporto  $\Phi_{\text{carota}}/\Phi_{\text{inerte max.}} > 3$

## 3.3 Caratterizzazione meccanica dei materiali

La conoscenza delle caratteristiche dei materiali sarà ancora basata sulla documentazione disponibile e su prove in situ. Il paragrafo 8.5.3 delle Norme Tecniche stabilisce che “le indagini dovranno essere motivate, per tipo e quantità, dal loro effettivo uso nelle verifiche, nel caso di beni culturali e nel recupero di centri storici, dovrà essere considerato l'impatto in termini di conservazione del bene”.

La normativa prescrive l'utilizzo di prove sia di tipo distruttivo che non distruttivo, ai fini di una caratterizzazione meccanica dei materiali. I valori delle resistenze dei materiali vengono desunte dalle prove effettuate prescindendo dalle classi discretizzate previste dalle norme (ad esempio quelle del calcestruzzo riportate al §4.1 delle NTC).

### 3.4 Livelli di conoscenza

Nel caso di edifici esistenti, bisogna far fronte ad un grado di incertezza maggiore rispetto al caso di strutture da edificare, legato alla resistenza dei materiali e al comportamento degli elementi strutturali. Inoltre gli edifici esistenti sono costruiti in riferimento a norme tecniche differenti da quelle odierne e rispecchiano lo stato di conoscenza e le eventuali carenze del periodo storico a cui risale la costruzione. Infatti, le prime norme tecniche che disciplinano le costruzioni in zona sismica sono emanate dal Ministero dei Lavori Pubblici, in ottemperanza alla legge 64 del 1974. Per questo spesso gli edifici esistenti situati in zona sismica non presentano requisiti antisismici. Occorre considerare anche problemi di degrado che possono interessare gli edifici esistenti e che uno studio del Censis (1999) distingue in:

- Degrado per vetustà
- Degrado per ragioni costruttive

Sulla base di queste considerazioni, la normativa introduce i concetti di Livello di Conoscenza dei diversi parametri del modello, e relativo fattore di confidenza. Il paragrafo C8A.1.8.3 della C.M. 617/2009, individua tre livelli di conoscenza:

- LC1: Livello di conoscenza limitata,
- LC2: Livello di conoscenza adeguata,
- LC3: Livello di conoscenza accurata.

Gli aspetti da considerare nella definizione dei livelli di conoscenza sono:

- Geometria: schema geometrico-strutturale
- Dettagli costruttivi: disposizione di armatura, ancoraggi, staffe per strutture in c.a.
- Materiali: proprietà meccaniche dei materiali

I fattori di confidenza, indicati in tabella, vengono utilizzati nella definizione delle resistenze dei materiali nelle formule di capacità degli elementi. Le resistenze medie desunte dalle prove in situ vengono divise per i fattori di confidenza, che sono da considerarsi come degli ulteriori coefficienti parziali di sicurezza “che tengono conto delle carenze nella conoscenza dei parametri del modello”. Nel caso di elemento/meccanismo fragile è anche previsto il prodotto tra fattore di confidenza e coefficiente parziale di sicurezza.

In particolare:

- Elementi o meccanismi duttili:

$$f_{d,duttile} = \frac{f_m}{FC}$$

- Elementi o meccanismi fragili:

$$f_{d,fragile} = \frac{f_m}{FC \cdot \gamma_m}$$

Dove:

$f_m$  è il valore di resistenza medio

$f_d$  è il valore di resistenza da adottare nelle verifiche

$\gamma_m$  è un coefficiente di sicurezza

La tabella indica anche la relazione tra livello di conoscenza e il metodo di analisi da adottare

Livello di Conoscenza	Geometria (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1		Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e limitate verifiche in-situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e limitate prove in-situ	Analisi lineare statica o dinamica	1.35
LC2	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione oppure rilievo ex-novo completo	Disegni costruttivi incompleti con limitate verifiche in situ oppure estese verifiche in-situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali con limitate prove in-situ oppure estese prove in-situ	Tutti	1.20
LC3		Disegni costruttivi completi con limitate verifiche in situ oppure esaustive verifiche in-situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto con estese prove in situ oppure esaustive prove in-situ	Tutti	1.00

Tabella 10 Livelli di conoscenza e relativi fattori di confidenza (C.M. 617/09)

Si può notare come ad un livello di conoscenza maggiore corrisponde un minore fattori di confidenza, in modo da non penalizzare le verifiche strutturali con un fattore elevato. Inoltre per un livello di conoscenza limitato della struttura viene raccomandato un'analisi di tipo lineare, statica o dinamica.

## 3.5 Problematiche relative agli edifici esistenti

### 3.5.1 Configurazione strutturale

Le attuali normative concordano nel riconoscere l'importanza della configurazione strutturale dell'edificio nella risposta alle azioni sismiche.

La prima fase della progettazione riguarda proprio la definizione della configurazione dell'edificio, e viene definita Conceptual design. La definizione della configurazione strutturale dell'edificio riguarda la scelta di:

- Forma e dimensioni architettoniche
- Tipo, dimensione e posizione degli elementi strutturali
- Tipo, dimensione e posizione degli elementi non-strutturali.

Sono famose le parole di Goeffrey Wood (*Gibbs T.*,2003):

“Il progetto sismo-resistente è in realtà un problema per architetti”

O dell'ingegnere William Holmes:

“E' ormai noto da molto tempo che la configurazione e la semplicità del sistema sismo-resistente della struttura, hanno un'importanza pari o maggiore delle forze di progetto laterali”

Con le quali si sottolinea l'importanza della fase concettuale della progettazione, e come le scelte architettoniche influenzano la resistenza della struttura a fronte dell'azione sismica.

I moderni codici normativi riprendono l'importanza del conceptual design introducendo il concetto di regolarità.

Gli edifici possono essere definiti regolari se vengono rispettate le condizioni di regolarità in pianta o in altezza. La regolarità serve a garantire un assorbimento delle azioni orizzontali senza eccessive deformazioni e con comportamento duttile, e può essere perseguita garantendo (*Sabia D.*,2017):

- Semplicità strutturale: migliora la valutazione dell'effetto del sisma sulla struttura, rendendo più semplici i percorsi di carico e facilitando i meccanismi di trasmissione delle forze agenti.
- Distribuzione delle masse e delle rigidezze uniforme: riduce l'insorgere di eccentricità e di concentrazione degli sforzi.
- Iperstaticità: migliora la redistribuzione dell'azione sismica sugli elementi strutturali
- Resistenza e rigidezza flessionali in direzioni ortogonali: permettono un migliore assorbimento del sisma, a prescindere dalla sua direzione
- Resistenza e rigidezza torsionali: riducono le sollecitazioni prodotte da spostamenti differenziali dovuto a effetti torsionali

Le normative tecniche delle costruzioni attuali stabiliscono il criterio di regolarità della struttura, in piante e in elevazione. In particolare la costruzione è definita regolare in pianta se (§7.2.2 NTC):

- Configurazione in pianta è compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali
- Il rapporto tra lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a 4
- Nessuna dimensione di eventuali rientri o sporgenze supera il 25% della dimensione totale della costruzione
- I solai possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano e sufficientemente resistenti

Si riportano esempi di irregolarità in pianta di edifici, con le modalità di danneggiamento connesse (FEMA 454, 2006)

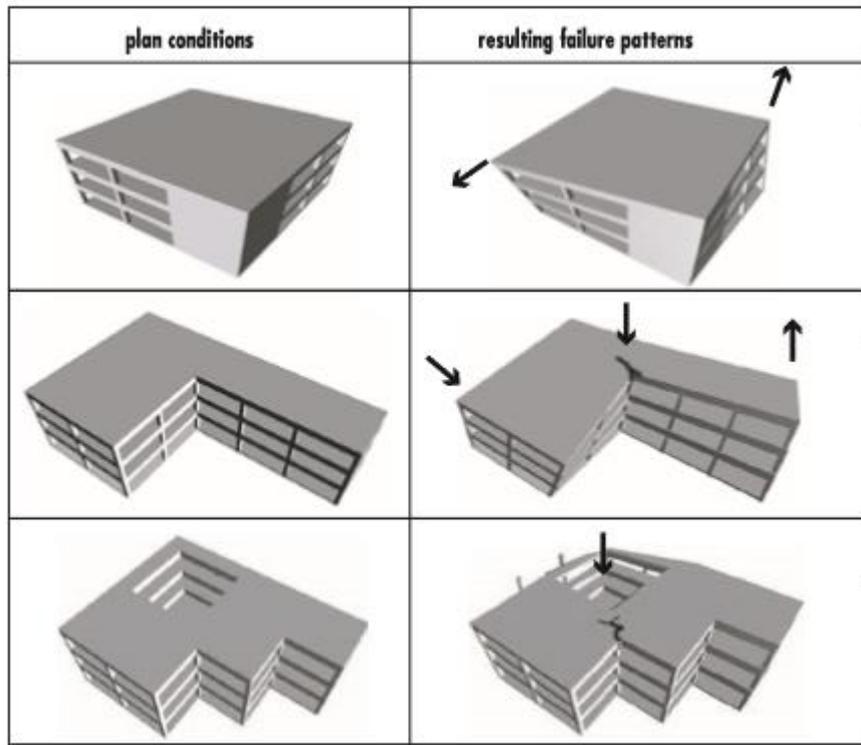


Figura 11 Esempi di irregolarità in pianta edifici esistenti (Fonte: FEMA 454,2006)

La struttura è invece definita regolare in elevazione se (§7.2.2 NTC):

- Tutti i sistemi resistenti verticali si estendono per tutta l'altezza
- Massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente lungo l'altezza (le variazioni di massa non devono superare il 25% tra un piano e quello sovrastante, la rigidezza non si riduce da un piano a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%)
- Nelle strutture progettate in classe di duttilità bassa (CD B), il rapporto tra resistenza effettiva e resistenza richiesta dal calcolo non è significativamente diverso per orizzontamenti diversi (tale rapporto non deve variare più del 20% tra un orizzontamento e un altro). Può fare eccezione l'ultimo orizzontamento per strutture intelaiate di almeno tre piani.
- Eventuali restringimenti della sezione orizzontale dell'edificio avvengono in modo graduale da un orizzontamento al successivo, rispettando i seguenti limiti: il rientro non deve superare il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento, e non deve superare il 20% della dimensione dell'orizzontamento immediatamente sottostante.

Si riportano esempi di irregolarità in pianta di edifici, con le modalità di danneggiamento connesse (FEMA 454, 2006)

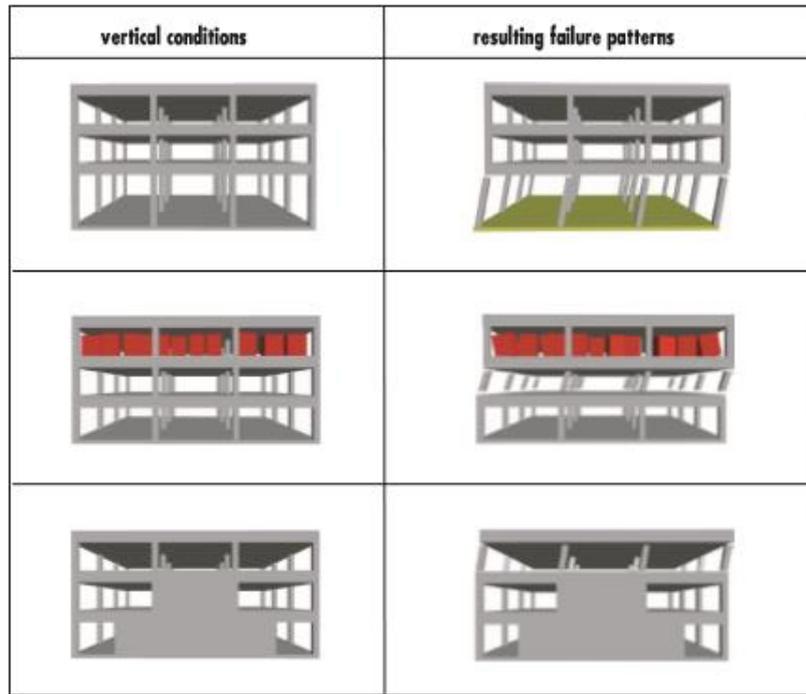


Figura 12 Esempi di irregolarità in altezza edifici esistenti (Fonte: FEMA 451,2006)

### 3.5.2 Danneggiamento degli elementi strutturali per azioni sismiche

Nel caso di edifici esistenti che sono stati progettati unicamente per carichi verticali, i danneggiamenti in seguito ad un evento sismico sono di varia natura. L'azione sismica agisce sulla struttura tramite forze inerziali di piano, che generano una variazione dello stato di sollecitazione degli elementi strutturali generato dai soli carichi verticali. Inoltre la natura ciclica delle forze sismiche inducono a inversioni delle sollecitazioni e quindi delle tensioni di compressione e trazione negli elementi verticali. Gli effetti di tali azioni sugli elementi della struttura possono essere così sintetizzati:

#### Travi

In gran parte degli edifici esistenti le armature seguono l'andamento del momento flettente dovuto a carichi verticali, quindi con armatura all'estradosso in prossimità dei nodi, e all'intradosso in corrispondenza della mezzeria della trave. Chiaramente questa situazione non è in grado di assorbire le sollecitazioni variare di segno determinate dalle forze sismiche orizzontali.

Le sollecitazioni elevate nelle armature tese possono condurre al superamento del limite elastico, e l'inversione del momento in seguito all'applicazione delle forze orizzontali può portare a fenomeni di instabilità nelle armature in quanto risultano essere anche compresse.

I danneggiamenti che possono essere riscontrati nell'elemento trave possono essere fessurazioni da taglio in prossimità delle estremità (figura), fessurazioni da flessione nella zona tesa in campata (figura), o in prossimità degli appoggi (figura).

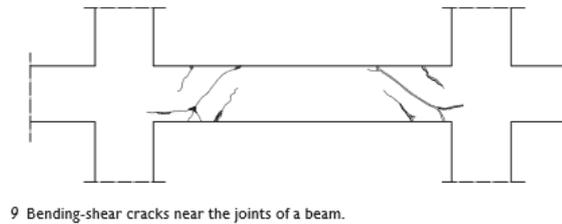


Figura 13 Fessure da taglio nell'elemento trave (Fonte: Penelis G.G., Kappos A.J.,1997)

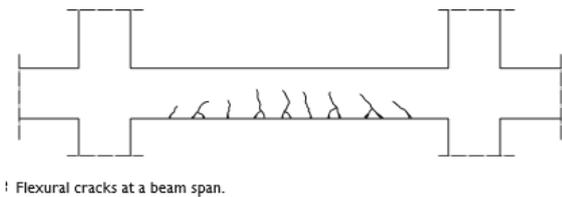


Figura 14 Fessure da flessione nella zona tesa della trave (Fonte: Penelis G.G., Kappos A.J.,1997)

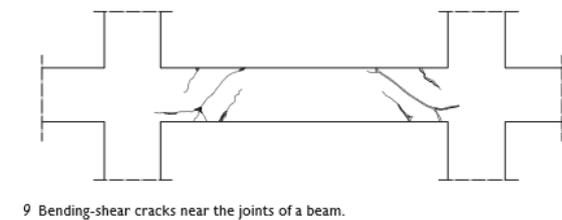
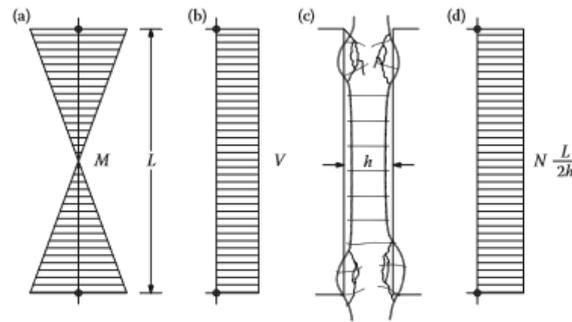


Figura 16 Fessure da flessione negli inastri dell'elemento trave (Fonte: Penelis G.G., Kappos A.J.,1997)

## Pilastrì

I pilastrì sono soggetti a momento flettente e sforzo normale, se privi di armatura adeguata possono condurre a collasso di tipo fragile. L'alternanza di segno delle azioni sismiche conduce alla parzializzazione e riduzione della sezione resistente. La mancanza di armatura può portare alla formazione di cerniere plastiche all'estremità del pilastro. La localizzazione di cerniere plastiche ad entrambe le estremità del pilastro (figura 17), può condurre alla formazione di un meccanismo di piano debole. Per le strutture di nuova concezione ai fini di evitare la situazione disastrosa del meccanismo di piano debole, vengono seguiti le regole e i criteri della gerarchia delle resistenze (Capacity design), che prevede la formazione di cerniere plastiche alle estremità delle travi.



Column damage due to strong axial compression and cyclic bending moment (a) bending moment diagram; (b) shear force diagram; (c) sketch of damage; (d) axial force diagram.

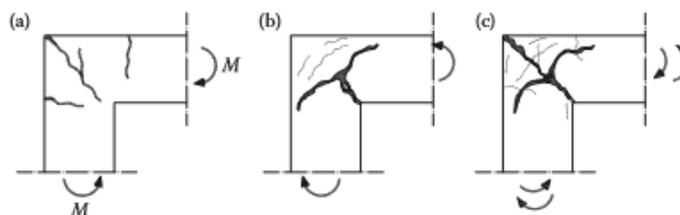
Figura 15 Danneggiamento di pilastri per effetto dell'elevata compressione e flessione ciclica (Fonte: Penelis G.G., Kappos A.J.,1997)

### Nodi di collegamento

I nodi di collegamento trave-pilastro rappresentano un elemento debole e la loro rottura rappresenta una delle cause principali di crollo della struttura. Particolare attenzione occorre porre per i nodi d'angolo o perimetrali, perché nel caso di quelli interni viene esercitata un'azione di confinamento che riduce il rischio di rottura (Gherzi A.,2009).

In questi nodi è possibile riscontrare un'insufficiente presenza di staffe e quindi un'inefficace resistenza a taglio, e insufficiente sovrapposizione di ancoraggio dei ferri longitudinali delle travi. Ne consegue un aumento delle sollecitazioni di taglio dovuto all'azione sismica e uno schiacciamento ed espulsione del calcestruzzo di copriferro.

Il nodo così danneggiato non è in grado di trasmettere sforzo normale al pilastro sottostante e sforzo di taglio alle travi collegate. “Poiché funzione come una cerniera la redistribuzione dei momenti risulta molto pericolosa per le travi” (Lombardo S.,2012). Nella figura seguente è possibile individuare l'effetto dell'azione ciclica del sisma, in un nodo non interamente confinato, non adeguatamente armato. Il momento flettente tende a “aprire” e “chiudere” il nodo. Il risultato finale prevede la fessurazione lungo due direzioni diagonali, e quindi una rottura di tipo fragile.



3 Failure of a corner joint: (a) moments subjecting the inner fibre to compression; (b) moments subjecting the inner fibre to tension; (c) cyclic bending moment loading.

Figura 16 Danneggiamento nodo d'angolo trave pilastro per flessione ciclica dovuto all'azione sismica (Fonte: Penelis G.G., Kappos A.J.,1997)

### 3.5.3 Danneggiamento per martellamento

Nelle città moderne, a causa della limitata disponibilità di spazi, spesso gli edifici sono costruiti vicini tra loro, e sono separati da giunti di ampiezza inadeguata in base alle oscillazioni degli edifici. Nel caso di eventi sismici violenti, può verificarsi il fenomeno del martellamento, che può danneggiare gli elementi strutturali. Tra gli effetti del martellamento tra edifici adiacenti ricordiamo:

- L'urto può portare a danneggiamenti localizzati delle parti della struttura a contatto
- L'urto ripetuto può portare alla formazione di una coppia ribaltante nei riguardi degli elementi perimetrali

Nel caso di edifici di nuova concezione, devono essere previsti dei giunti di ampiezza adeguata tale da consentire gli spostamenti relativi delle strutture, senza influenzare la risposta sismica, ovvero non modificano le azioni che agiscono su di esse. Le normative tecniche prescrivono che:

“La distanza tra costruzioni contigue deve essere tale da evitare fenomeni di martellamento, e comunque, non può essere inferiore alla somma degli spostamenti massimi determinati per lo SLV, calcolati per ciascuna costruzione secondo il §7.3.3 (analisi lineare) o il §7.3.4 (analisi non lineare); in ogni caso la distanza tra due punti che si fronteggiano non può essere inferiore ad  $1/100$  della quota dei punti considerati misurata dal piano di fondazione, moltiplicata per  $agS/0,5g$ . Qualora non si eseguono calcoli specifici, lo spostamento massimo di una costruzione non isolata alla base può essere stimato in  $1/100$  dell'altezza di costruzione moltiplicata per  $agS/0,5g$ ”.

Si osserva inoltre che i criteri semplificativi non considerano la presenza di eventuali effetti torsionali, che richiedono quindi una maggiore ampiezza del giunto (Mezzina et al,2011).

### 3.5.3 Durabilità e vita in servizio

Un aspetto che occorre considerare quando si parla di edifici esistenti riguarda il loro degrado. Esso dipende da vari fattori, in particolare dalle condizioni ambientali, dall'inadeguate caratteristiche dei materiali, da eventi sismici o altri eventi eccezionali di natura ambientale o antropica. Indicazioni relative alla durabilità e alla vita di esercizio del calcestruzzo sono fornite dalle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale. Le predette linee guida distinguono la durabilità potenziale del calcestruzzo, ovvero la durabilità del materiale in determinate condizioni ambientali, e la durabilità effettiva del calcestruzzo, ovvero le proprietà che il calcestruzzo assume in opera "nel contesto della struttura".

"Premesso che ogni fenomeno di deterioramento che si manifesta in una struttura è la conseguenza dell'incompatibilità tra qualità locali del calcestruzzo e condizioni locali di esposizione, appare evidente che la vita in servizio associate al calcestruzzo come materiale potrà essere raggiunta nella struttura purché, a posa in opera avvenuta, la qualità del calcestruzzo non sia stata in qualche modo compromessa e purché le condizioni di esposizione stiate in sede di progetto non subiscano nel tempo variazioni di rilievo.". Si legge inoltre che "i fattori responsabili di variazioni negative delle proprietà locali del calcestruzzo possono avere origine:

- Dalla complessità delle scelte architettoniche e progettuali
- Dall'adozione di procedure di lavorazione non adatte alla specifica applicazione o, se adatte non attuate correttamente;
- Dall'inefficacia del controllo qualità
- Dall'impegno di materiali non idonei negli interventi di ripristino

Per il controllo della durabilità del calcestruzzo la stima della resistenza a compressione risulta essere sufficientemente efficace. Alla base di questo criterio c'è la relazione esistente tra permeabilità-rapporto acqua/cemento e resistenza meccanica, secondo cui ad una diminuzione del rapporto a/c corrisponde un incremento della resistenza e allo stesso tempo una diminuzione della permeabilità. Come specificato nelle linee guida, altri fattori che influiscono sulla durabilità della struttura sono rappresentati dal microclima e dai dettagli di progetto. Per microclima si intende le condizioni di esposizione a contatto con la superficie della struttura, variabili tra diverse zone della struttura a causa di diversi dettagli di progetto. Il degrado del materiale sarà legato al grado di compatibilità tra microclima e calcestruzzo.

L'arco temporale durante il quale le strutture e i materiali conservano le loro prestazioni e il loro livello di sicurezza, è definito vita in servizio.

Secondo i dati derivanti dalla letteratura, i calcestruzzi durabili garantiscono una vita in servizio di circa 50 anni, purché la struttura sia stata progettata adeguatamente e le condizioni ambientali di progetto risultano immutate.

Molti studi sulla vita in esercizio riguardano le strutture soggette a fenomeni di carbonatazione ("costruzioni edilizie e infrastrutturali non esposte ai cicli

gelo/disgelo o all'ambiente marino) e di penetrazione di cloruri (“costruzioni in ambiente marino, infrastrutture stradali e autostradali esposte all'azione del gelo”) La figura riportata rappresenta il numero di anni di vita in esercizio, in funzione della classe del calcestruzzo e lo spessore del copriferro. Si può notare che l'utilizzo di calcestruzzi ad elevata resistenza, e quindi a basso rapporto a/c, comporta una limitazione della velocità di penetrazione dei cloruri, e che un elevato spessore del copriferro non è sufficiente a garantire un'adeguata durabilità.

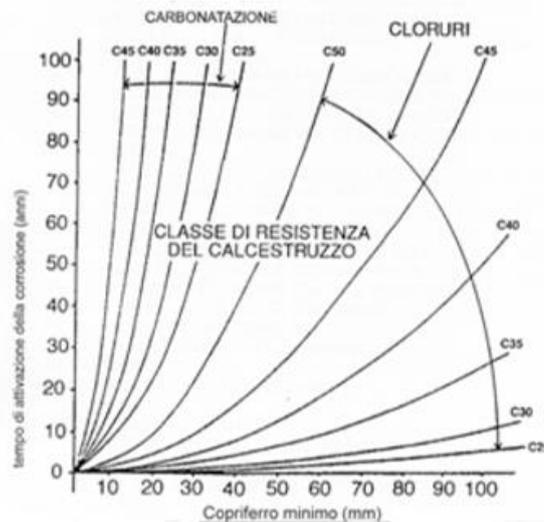


Figura 17 Anni di vita in servizio in funzione della classe di resistenza e dello spessore del copriferro (Fonte: Institution of Civil Eng., "Improvement of concrete durability,1986)

### 3.6 Indagini in situ per la valutazione delle caratteristiche dei materiali

Al paragrafo C8A1.B.3 della Circolare ministeriale n.617/2009, vengono indicati quali grandezze considerare per descrivere le proprietà meccaniche dei materiali, ai fini di una verifica della sicurezza della struttura.

Relativamente al calcestruzzo si legge che “la stima della resistenza a compressione del calcestruzzo in opera si ottiene mediante l'estrazione di campioni (carotaggio) e l'esecuzione di prove di compressione fino a rottura.”

Per l'acciaio viene prescritto che “la misura delle caratteristiche meccaniche si ottiene mediante estrazione di campioni ed esecuzione di prove di trazione fino a rottura con determinazione della resistenza a snervamento e della resistenza e deformazione ultima”.

Le indagini in situ, come abbiamo visto nei paragrafi precedenti devono essere anticipate da una fase di analisi storico-critica della struttura. A questa fase segue una programmazione delle indagini in situ, ai fini di definire (Bungey et al,2006):

- Lo scopo delle indagini
- Le tecniche disponibili
- Le condizioni al contorno e i limiti strumentali

Esistono varie metodologie di indagini sui materiali, di cui è possibile effettuare una classificazione in:

- Controlli non distruttivi
- Controlli distruttivi

A seconda del tipo di impatto che comportano sulla struttura. Indicazioni su prelievi e sulle prove possono essere ricavate dalle varie norme UNI.

Il numero di indagini deve essere adeguato ad avere una valutazione rappresentativa della resistenza della strutture.

Indicazioni a riguardo possono essere desunte dalla normativa, in particolare dal capitolo C8A.1.8 della C.M.617/2009, che distingue:

- Prove in situ limitate: “servono a completare informazioni sulle proprietà dei materiali ottenute o dalle normative in vigore all’epoca della costruzione, o dalle caratteristiche nominali riportate sui disegni costruttivi”
- Prove in situ estese: “servono per ottenere informazioni in mancanza sia dei disegni costruttivi che dei certificati originali di prova”
- Prove in situ esaustive: “servono per ottenere in mancanza sia dei disegni costruttivi, che dei certificati di prova, e si desidera un livello di conoscenza accurata (LC3)”

La percentuali di elementi da verificare sono riportate in tabella:

	Rilievo (dei dettagli costruttivi)(a)	Prove (sui materiali) (b)(c)
Per ogni tipo di elemento “primario” (trave, pilastro...)		
Verifiche limitate	La quantità e disposizione dell’armatura è verificata per almeno il 15% degli elementi	1 provino di cls. per 300 m2 di piano dell’edificio, 1 campione di armatura per piano dell’edificio
Verifiche estese	La quantità e disposizione dell’armatura è verificata per almeno il 35% degli elementi	2 provini di cls. per 300 m2 di piano dell’edificio, 2 campioni di armatura per piano dell’edificio
Verifiche esaustive	La quantità e disposizione dell’armatura è verificata per almeno il 50% degli elementi	3 provini di cls. per 300 m2 di piano dell’edificio, 3 campioni di armatura per piano dell’edificio

Tabella 11 Definizione dei livelli di rilievo e delle prove per edifici in calcestruzzo armato (C.M. 617/09)

Si ricorda inoltre che le percentuali di elementi strutturali oggetto di analisi dipendono dal livello di conoscenza della strutture che si vuol perseguire.

Le indagini su edifici esistenti vanno effettuate in zone “omogenee” di calcestruzzo, ovvero caratterizzati dalla stessa miscela. E’ possibile avere delle variazioni delle

caratteristiche del calcestruzzo sia tra un elementi appartenenti a piani differenti, sia tra elementi strutturali appartenenti ad uno stesso piano, e sia all'interno di uno stesso elemento strutturale. Da qui deriva la necessità di eseguire prove per ogni piano dell'edificio. "Le indagini dovrebbero essere più approfondite in quegli edifici molto datati, costruiti in proprio e senza procedura di controllo delle miscele omogenee di calcestruzzo" (Lombardo S., 2012).

E' possibile dunque avere variazioni della resistenza del materiale tra i vari elementi della struttura, sia all'interno dello stello elemento. Queste variazioni sono dovute a diverse condizioni di compattazione e di maturazione, ad esempio nel caso di pilastri, si nota un incremento di resistenza a compressione in prossimità della base dovuto ad una maggior compattazione durante il getto. Questa condizione risulta evidente nelle seguenti figure:

La figura rappresentano la variazione della resistenza in elementi strutturali all'interno dell'elemento strutturale.

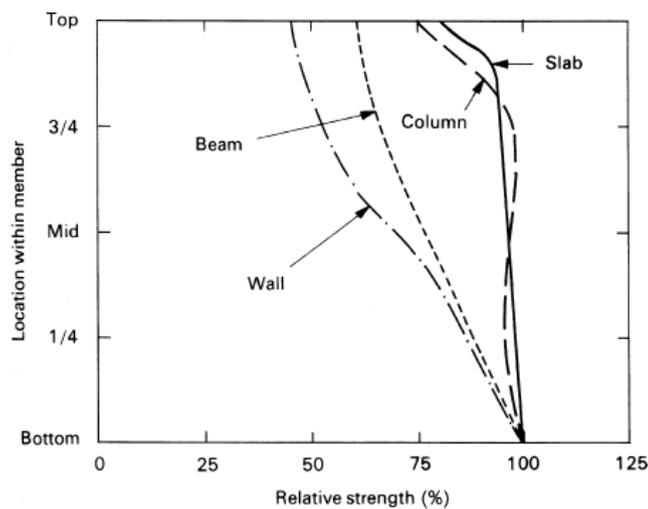


Tabella 12 Variazione della resistenza del calcestruzzo negli elementi strutturali in calcestruzzo armato (Fonte: Bungey, Millard,, Grantham "Testing of concrete in Structures", 2006)

Dalla figura che rappresenta la variazioni globali di resistenza percentuale relativa nell'elemento trave, si nota una variazione pressoché uniforme, raggiungendo la massima riduzione differenziale del 60 %.

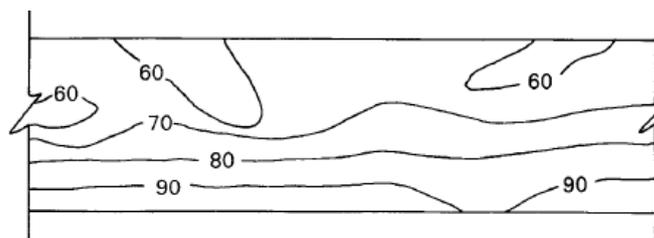


Figura 18 Resistenza percentuale relativa del calcestruzzo in una trave (Fonte: Bungey, Millard, Grantham, "Testing of concrete in Structures", 2006)

### 3.6.1 Controlli distruttivi

Appartengono a questa categoria i metodi che prevedono una rottura di parti della struttura e la distruzione del campione prelevato. Le prove distruttive sono anticipate da una fase ispezione diretta della struttura, tramite i cosiddetti saggi, che hanno lo scopo di valutare

- Il diametro e il numero di armature
- Il diametro e condizioni delle staffe
- Spessore del copriferro
- Ossidazione delle armature

E che sono effettuati “su parti della struttura circoscritte e significative, scartando nella scelta, gli elementi soggetti a maggiori sollecitazioni per carichi verticali e per azioni sismiche” (Lombardo S., 2012). Di fondamentale importanza risulta la valutazione della presenza di armature (longitudinali e staffe) presente negli elementi strutturali, in modo da confrontarla con le armature previste dai dettagli costruttivi originali. Questa operazione, che precede sia i controlli distruttivi che non distruttivi, viene effettuata tramite *magnetometri* o *pacometri*, in grado di rilevare la presenza di campi magnetici. Il ferro delle barre, infatti, influenza il campo magnetico generato da un elettromagnete. Questi strumenti sono in grado di restituire valori puntuali o rilevazioni sotto forma di immagini bidimensionali.

La determinazione diretta delle proprietà del calcestruzzo in opera avviene tramite il prelievo di calcestruzzo in sito e le seguenti prove sperimentali sul campione. Le prove sono sostanzialmente di compressione eseguite su campioni cilindrici (carote) o campioni cubici, e sono finalizzate a valutare la resistenza a compressione del calcestruzzo (UNI EN 12504). Questa tecnica di controllo è necessaria per edifici esistenti nel caso in cui:

- Eventi eccezionali (sisma, alluvioni, eventi antropici...) alterano il grado di sicurezza di progetto, per cui si ritiene necessaria una verifica
- E' previsto un cambio di destinazione d'uso e conseguente variazione della capacità portante.

Le zone in cui effettuare le operazioni di carotaggio deve essere definita a priori, in modo da evitare indebolimento delle strutture. Sono da evitare quindi le zone soggette a maggior sollecitazioni come i pilastri del piano terra o piani pilotis. Il foro prodotto dall'operazione di carotaggio infatti induce una concentrazione degli sforzi e una diminuzione della capacità portante dei pilastri. Da dati presenti in letteratura (Cosenza et al,2008) infatti, emerge che il valore della riduzione può essere anche del 40%. Le attrezzature utilizzate per il carotaggio sono costituite da un utensile di taglio (carotiere) con corona diamantata, devono essere ancorate all'elemento strutturale che si vuole analizzare, in modo da evitare urti e vibrazioni eccessive che possono portare stati di coazione. La norma UNI EN 12504-1 prescrive inoltre di eseguire l'operazione di carotaggio in direzione ortogonale all'elemento.

Nel capitolo C8A.1.B della Circolare 617/09, è indicata la quantità di “carote” da prelevare per avere una adeguata rappresentazione della struttura da analizzare. Se si vuole effettuare verifiche “esaustive”, la quantità indicata è di tre carote per 300 m<sup>2</sup> di piano, con un minimo di 15 prelievi per l’intero edificio.

Tutti i campioni prelevati vengono successivamente identificati attraverso etichette che riportano la posizione del punto di estrazione. Vengono scartati i campioni più disturbati, che presentano corpi estranei o danneggiamenti.

Si procede quindi alla prova di compressione per la definizione della resistenza a compressione, rappresentata dalle seguente formula (UNI EN 12504-1):

$$f_{carota} = \frac{P}{\pi r^2}$$

Dove:

- $P$  Rappresenta il carico a rottura (N)
- $\pi r^2$  Indica l’area della sezione trasversale della carota

Il valore della resistenza a compressione del calcestruzzo in opera, viene determinato dalla resistenza della carota, applicando dei coefficienti correttivi, che considerano l’effetto di vari fattori (diametro della carota, umidità della carota, rapporto h/d...)

$$f_{opera} = C \cdot f_{carota}$$

Dove

- $C$  rappresenta l’insieme dei diversi coefficienti correttivi

### 3.6.2 Metodi non distruttivi o semi distruttivi

Si tratta di metodi non invasivi che non prevedono o limitano il danno sulla struttura oggetto di indagine. Nel caso di edifici esistenti, la norma precisa che “ai fini delle prove sui materiali è consentito sostituire alcune prove distruttive, non più del 50% con un più ampio numero, almeno il triplo, di prove non distruttive, singole o combinate, tarate su quelle distruttive”.

I metodi più utilizzati sono: l’indice di rimbalzo, gli ultrasuoni, estrazione di tasselli metallici inseriti nel calcestruzzo (pull out) o penetrazione di sonde metalliche (sonda Windsor) (*Linee Guida per la valutazione delle caratteristiche del calcestruzzo in opera*), e le loro procedure sono descritte nella norma armonizzata UNI EN 12504-2.

Le metodologie di prova non distruttive si basano sull’utilizzo di curve di correlazione, che permettono di correlare il parametro non distruttivo del metodo di prova con il valore della resistenza a compressione del calcestruzzo. E’ possibile utilizzare delle curve di correlazione standard derivanti dalla letteratura, riferite però a calcestruzzi con caratteristiche differenti da quelle del calcestruzzo in esame. E’ preferibile quindi utilizzare una *curva di taratura*, ottenuta utilizzando un certo

numero di campioni prelevati tramite carotaggi, e su cui viene effettuata un'indagine non distruttiva prima della loro rottura.

Definito con  $X$  il parametro non distruttivo di prova, e con  $R$  la resistenza a compressione del calcestruzzo, è possibile individuare una curva di correlazione tra le due variabili di tipo (Lombardo et al,2009):

- Lineare  $R = aX + b$
- Non lineare  $R = aX^b$ ;  $R = a e^{bX}$

In modo da approssimare in maniera adeguata la dispersione dei dati sperimentali.

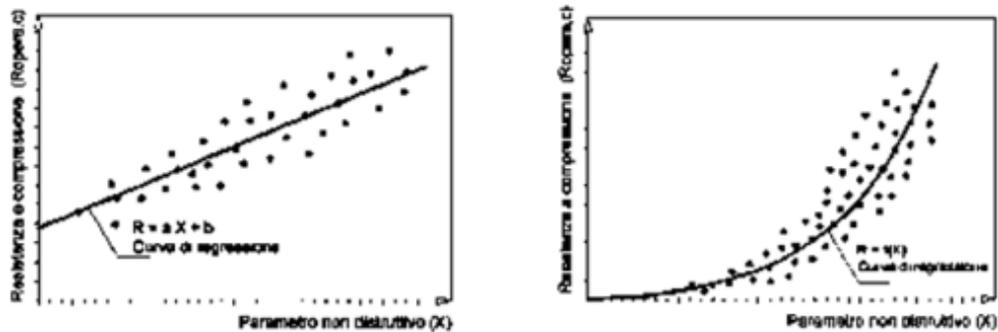


Figura 19 Curve di correlazione lineare(a) e non lineare (b), tra parametro non distruttivo e resistenza a compressione del calcestruzzo (Fonte: S.Lombardo, V.Venturi, "Il collaudo statico", 2010)

## Indice di rimbalzo o sclerometrico

Il metodo dell'indice di rimbalzo misura l'energia dissipata dal calcestruzzo a seguito di un impatto, che è correlata alla rigidezza e alla resistenza meccanica tramite relazioni empiriche. La prova consiste nell'applicare un impatto sulla superficie da indagare, e misurare l'altezza del rimbalzo. La misura viene espressa in termini di percentuale di altezza rispetto alla distanza percorsa dalla massa tra l'istante in cui è rilasciata e quando colpisce la superficie del calcestruzzo. Il valore determinato prende il nome di indice di rimbalzo  $N$ . La correlazione tra indice di rimbalzo  $N$  e resistenza a compressione  $R$  è rappresentata da:

$$R = a N^b$$

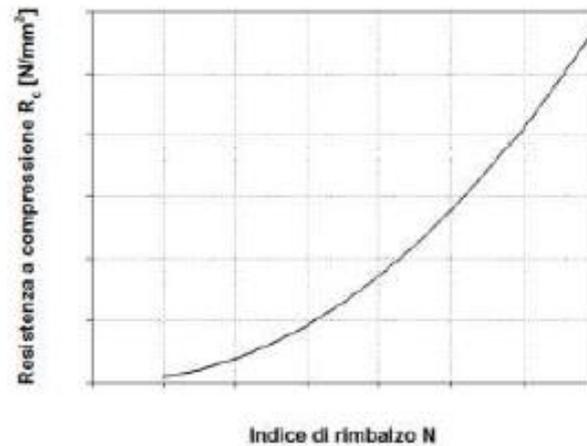


Figura 20 Esempio di correlazione tra indice di rimbalzo e resistenza a compressione (Fonte: Consiglio superiore dei Lavori Pubblici, "Linee guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale")

## Propagazione degli ultrasuoni

Questo metodo consiste nella misura della velocità di propagazione degli ultrasuoni all'interno del calcestruzzo. La velocità di propagazione diminuisce per effetto dell'assorbimento di energia, dovuto alla presenza di aggregati, fessure e vuoti. La prova misura la velocità di propagazione delle onde nel calcestruzzo tramite il rapporto tra la distanza fra il trasmettitore e il ricevitore e il tempo impiegato per percorrerla. Occorre effettuare preliminarmente una rilevazione delle armature, per evitare che vengano percorse dagli ultrasuoni, fornendo velocità di propagazione falsati. In letteratura viene proposta una correlazione tra la resistenza a compressione  $R$  e la velocità di propagazione delle onde elastiche  $v$  di tipo esponenziale:

$$R = A e^{bv}$$

Anche se come precisato dalle Linee Guida Per la valutazione delle caratteristiche del calcestruzzo in opera, "la velocità degli ultrasuoni non può essere utilizzato come mezzo di valutazione "assoluto" ma deve costituire esclusivamente un metodo di stima della resistenza a compressione, da valutare ed utilizzare sempre in associazione ai risultati ricavati dalle prove distruttive su carote. Da studi effettuati, risulta infatti che la correlazione tra resistenza a compressione  $R$  e velocità di propagazione  $v$  non sia univoca ma connessa alle caratteristiche dello specifico calcestruzzo indagato".

## Metodi combinati

Consistono nel combinare due o più metodologie di prova per valutare la resistenza a compressione, migliorando la precisione della stima mediante tecniche di correlazione a più variabili. La misura dell'indice di rimbalzo e la misura della velocità di propagazione degli ultrasuoni vengono combinati nel metodo SONREB (SONic + REBound = velocità di propagazione degli impulsi + indice di rimbalzo), consente di ottenere risultati meno dispersi della resistenza.

Definiti i due parametri di indagine, correlazione con la resistenza del calcestruzzo è definita da un insieme di curve iso-resistenza, come quello di seguito riportato.

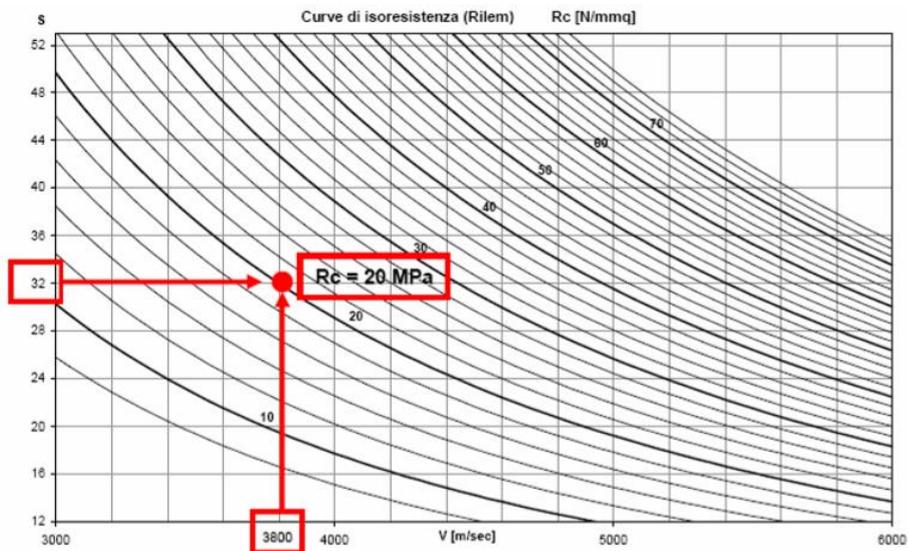


Figura 21 Curve di iso-resistenza per il metodo SONREB, per la determinazione della resistenza a compressione del calcestruzzo (Fonte: RILEM)

# Capitolo 4

## Interazione dinamica tra strutture adiacenti

Come già accennato nel capitolo 3, per gli edifici di nuova concezione è prevista la realizzazione di giunti sismici che garantiscono gli spostamenti mutui delle due strutture e non interferiscono con la risposta dinamica delle strutture stesse.

Gran parte degli edifici esistenti sono costruiti in adiacenza o in assenza di un giunto di adeguata ampiezza. Quindi soprattutto ai fini di una valutazione della sicurezza a fronte di un sisma di edifici adiacenti, deve essere considerata l'interazione tra le strutture.

In questo capitolo verrà mostrato come vengono influenzate le caratteristiche dinamiche di due strutture adiacenti.

Costituisce un inquadramento teorico alla base delle analisi che verranno svolte in questa tesi. Infatti con riferimento ad un complesso strutturale esistente, formato da diversi edifici in adiacenza, si mostrerà l'influenza che l'interazione tra le strutture ha sulla risposta sismica.

Il modo utilizzato per simulare l'interazione tra le due strutture è quello di unirle tramite elementi di collegamento elastici, in corrispondenza dei punti di contatto.

Nell'ambito di un'analisi dinamica delle strutture, occorre considerare che in genere il numero di gradi di libertà di un edificio è infinito, ma è possibile operare una discretizzazione delle strutture, se non altro nell'ambito dei metodi di calcolo numerico come quello degli elementi finiti (*Carpinteri, 1998*).

Una volta definito il modello meccanico con cui discretizzare le strutture adiacenti considerate, è necessario formulare le equazioni del moto. Tali equazioni possono essere ricavate dalle condizioni di equilibrio tramite il principio di d'Alambert, il quale afferma che un sistema meccanico si trova in equilibrio una volta soggetto a tutte le forze attive e passive, rappresentate dalle forze di inerzia, che si oppongono alle accelerazioni. Se si consideriamo il sistema in assenza di forze esterne, ma solo forze interne (elastiche e dissipative) e passive (inerziali), i movimenti del sistema sono detti oscillazioni libere.

## 4.1 Modellazione *shear-type*

Considerando che il momento di inerzia delle travi è molto maggiore rispetto a quello dei pilastri, si considerano i traversi orizzontali infinitamente rigidi e le masse concentrate in corrispondenza dei traversi. I pilastri considerati rigidi assialmente, e dotati di deformabilità flessionale.

Con questo tipo di modellazione della struttura, definito *shear-type*, è possibile descrivere il suo moto tramite gli spostamenti dei traversi orizzontali in cui è concentrata la massa.

Le equazioni del moto per tutti gli  $n$  gradi di libertà della struttura possono scriversi in forma compatta matriciale:

$$\mathbf{M}\ddot{x}(t) + \mathbf{C}\dot{x}(t) + \mathbf{K}x(t) = 0$$

Dove:

- $\mathbf{M}$  è la matrice delle masse
- $\mathbf{C}$  è la matrice di smorzamento viscoso
- $\mathbf{K}$  è la matrice di rigidezza

Si osserva che in virtù della modellazione adottata, la matrice delle masse risulta diagonale, mentre nel caso generale risulta una matrice simmetrica.

La matrice di rigidezza per un telaio *shear-type* risulta tridiagonale, mentre nel caso più generale è simmetrica per il teorema di Betti di elasticità lineare.

Trascurando lo smorzamento, l'equazione del moto può essere riscritta come:

$$\mathbf{M}\ddot{x}(t) + \mathbf{K}x(t) = 0$$

E si cercano soluzioni del tipo:

$$x(t) = \{A\}\text{sen}(\omega t - \alpha)$$

Sostituendo la soluzione nell'equazione del moto, si ricava l'equazione:

$$[\mathbf{K} - \omega^2\mathbf{M}]\{A\} = 0$$

Che rappresenta un problema agli autovalori, che si risolve imponendo il determinante uguale a zero.

$$\text{Det}(\mathbf{K} - \omega^2\mathbf{M}) = 0$$

L'equazione che ne deriva risulta di ordine  $n$  in  $\omega^2$  ed è detta *equazione caratteristica* del sistema elastico, con  $n$  gradi di libertà.

Sostituendo i valori di  $\omega^2$  così ottenuti, si trovano  $n$  autovettori  $\{A\}$  definiti a meno di una costante arbitraria.

Un sistema a  $n$  gradi di libertà possiede dunque  $n$  pulsazioni proprie e  $n$  modi di vibrare corrispondenti.

Si considerano di seguito due telai piani *shear-type* aventi caratteristiche note.

### 4.1.1 Struttura “A” - Indipendente

Si considera il telaio a tre piani e ad unica campata, rappresentato in figura, in calcestruzzo, aventi le seguenti caratteristiche:

$$E = 2,9 \cdot 10^{10} \text{ N/m}^2$$

$$\nu = 0,2$$

$$\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$$

E le caratteristiche geometriche sono:

$$L = 4 \text{ m}$$

$$H = 3 \text{ m}$$

I piedritti hanno la stessa sezione in corrispondenza di tutti i piani:

$$b = h = 30 \text{ cm}$$

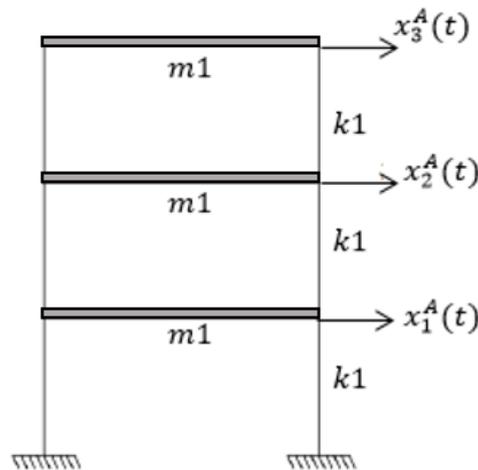


Figura 22 Telaio shear-type, Struttura "A"

Dove

- $m_1$  Rappresenta la massa concentrata nei tre traversi  
 $m_1 = 25 \cdot 10^3 \text{ kg}$
- $k_1$  le rigidezze al taglio delle tre coppie di piedritti, definita come:  

$$k_1 = 2 \cdot \frac{24 EI}{h^3} = 1,74 \cdot 10^7 \text{ N/m}$$
- $x_i^A$  Rappresentano le traslazioni orizzontali dei traversi.

Si considera nullo lo smorzamento viscoso, e come forze esterne agenti sul sistema solo forze interne (elastiche) e passive (inerziali). In queste condizioni, i movimenti del sistema vengono detti oscillazioni libere.

Le equazioni del moto dei traversi possono essere scritte in forma matriciale come:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{x}(t) = \mathbf{0}$$

Dove M e K sono rispettivamente la matrice di massa e di rigidezza definite come:

$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_1 & 0 \\ 0 & 0 & m_1 \end{bmatrix}$$

$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix} 2k_1 & -k_1 & 0 \\ -k_1 & 2k_1 & -k_1 \\ 0 & -k_1 & k_1 \end{bmatrix}$$

$$\mathbf{x}(t) = \begin{bmatrix} x_1^A(t) \\ x_2^A(t) \\ x_3^A(t) \end{bmatrix}$$

Risolvendo un problema agli autovalori, si determinano le pulsazioni proprie della struttura "A".

Il sistema oscillante rappresentato possiede tre gradi di libertà, quindi tre pulsazioni proprie, e tre relativi modi di vibrare.

MODO	$\omega$ [rad/sec]	T [sec]	FEM	
			$\omega$ [rad/sec]	T [sec]
1	11,741	0,5351	11,389	0,5517
2	32,8976	0,1910	32,116	0,1956
3	47,5384	0,1322	47,092	0,1334

Tabella 13 Pulsazioni proprie e periodo struttura "A"

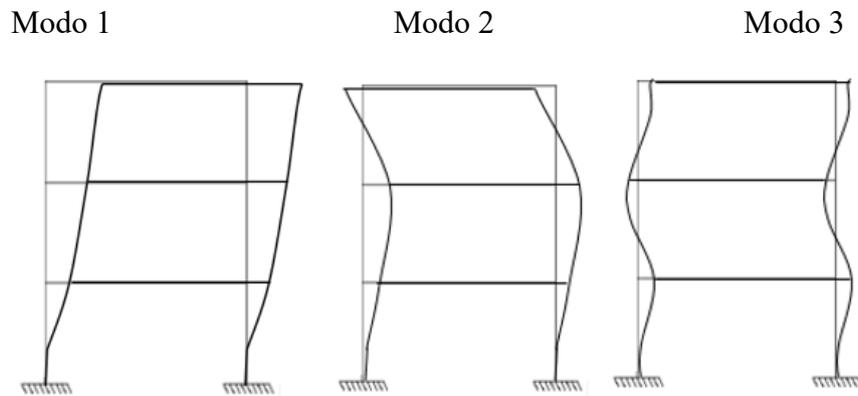


Figura 23 Modi di vibrare struttura "A"

### 4.1.2 Struttura “B” - Indipendente

Si considera il telaio a tre piani e ad unica campata, rappresentato in figura, in calcestruzzo, aventi le seguenti caratteristiche:

$$E = 2,9 \cdot 10^{10} \text{ N/m}^2$$

$$\nu = 0,2$$

$$\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$$

E le caratteristiche geometriche sono:

$$L = 4 \text{ m}$$

$$H = 3 \text{ m}$$

I piedritti hanno la stessa sezione in corrispondenza di tutti i piani:

$$b = h = 50 \text{ cm}$$

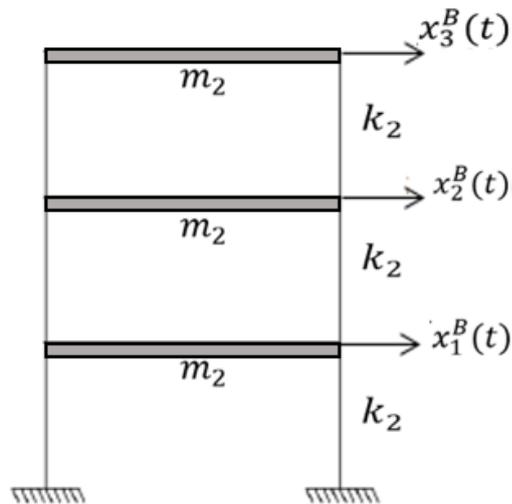


Figura 24 Telaio shear-type struttura "B"

Dove

- $m_2$  Rappresenta la massa concentrata nei tre traversi  
 $m_2 = 50 \cdot 10^3 \text{ kg}$
- $k_2$  la rigidezza al taglio delle tre coppie di piedritti, definita come:  

$$k_2 = 2 \cdot \frac{24 EI}{h^3} = 1,34 \cdot 10^8 \text{ N/m}$$
- $x_i^B$  Rappresentano le traslazioni orizzontali dei traversi.

Si considera nullo lo smorzamento viscoso, e come forze esterne agenti sul sistema solo forze interne (elastiche) e passive (inerziali). In queste condizioni, i movimenti del sistema vengono detti oscillazioni libere.

Le equazioni del moto dei traversi possono essere scritte in forma matriciale come:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{x}(t) = \mathbf{0}$$

Dove M e K sono rispettivamente la matrice di massa e di rigidezza definite come:

$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} m_2 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_2 \end{bmatrix}$$

$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix} 2k_2 & -k_2 & 0 \\ -k_2 & 2k_2 & -k_2 \\ 0 & -k_2 & k_2 \end{bmatrix}$$

$$\mathbf{x}(t) = \begin{bmatrix} x_1^B(t) \\ x_2^B(t) \\ x_3^B(t) \end{bmatrix}$$

Risolvendo un problema agli autovalori, si determinano le pulsazioni proprie della struttura “B”.

Il sistema oscillante rappresentato possiede tre gradi di libertà, quindi tre pulsazioni proprie, e tre relativi modi di vibrare.

MODO	$\omega$ [rad/sec]	T [sec]	FEM	
			$\omega$ [rad/sec]	T [sec]
1	23,0392	0,2727	21,598	0,2909
2	64,5545	0,0973	61,727	0,1018
3	93,284	0,0674	92,559	0,0679

Tabella 14 Periodi e pulsazioni proprie struttura "B"

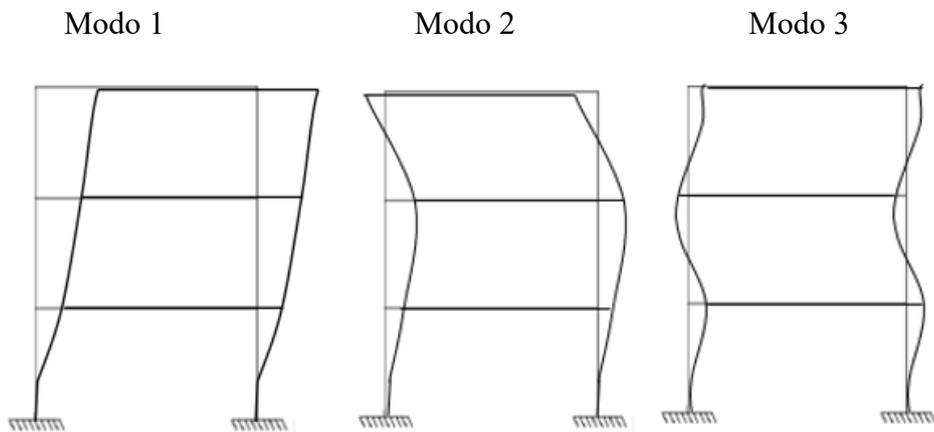


Figura 25 Modi di vibrare struttura "B"

### 4.1.3 Struttura A+B – Strutture interagenti

Le due strutture precedentemente descritte vengono ora collegate per simulare l'interazione tra due strutture ipotizzate adiacenti.

L'elemento di collegamento è costituito da una biella, un elemento *beam* che lavora solo assialmente, avente rigidezza:

$$k_c = \frac{EA}{L}$$

Dove:

- $E$  è il modulo elastico del materiale costituente l'elemento, in questo caso acciaio:  
 $E = 2,1 \cdot 10^{11} \text{ N/m}^2$
- $L$  è la lunghezza dell'elemento, pari al valore del *gap* tra le due strutture:  
 $L = 50 \text{ cm}$
- $A$  è l'area della sezione trasversale dell'elemento, fatta variare nell'analisi per considerare rigidezze assiali più elevate

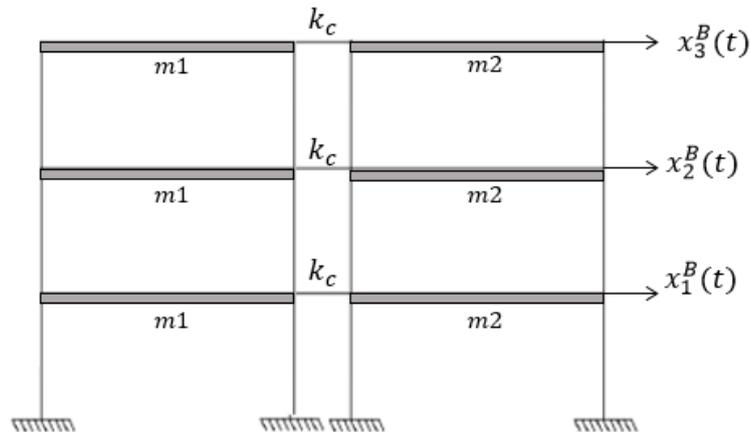


Figura 26 Sistema dinamico accoppiato

Il sistema dinamico è rappresentato da due telai aventi ognuno tre gradi di libertà. Si studiano anche in questo caso le oscillazioni libere del sistema, ricavando le pulsazioni proprie al variare della rigidezza dell'elemento di collegamento  $k_c$ . Per valori tendenti a zero di tale rigidezza, le due strutture possono essere considerate dinamicamente indipendenti.

Gli autovalori del sistema saranno rappresentati dalle tre pulsazioni della struttura A, e i tre della struttura B.

Le equazioni del moto per il sistema accoppiato sono rappresentate da:

$$\mathbf{M}\ddot{x}(t) + (\mathbf{K} + \mathbf{K}_c)x(t) = 0$$

Dove le matrici di masse  $\mathbf{M}$ , di rigidità  $\mathbf{K}$  e  $\mathbf{K}_c$  sono rappresentate da:

$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & m_1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & m_1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & m_2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m_2 \end{bmatrix}$$

$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix} 2k_1 & -k_1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -k_1 & 2k_1 & -k_1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -k_1 & k_1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2k_2 & -k_2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -k_2 & 2k_2 & -k_2 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -k_2 & k_2 \end{bmatrix}$$

$$\mathbf{K}_c = \begin{bmatrix} k_c & 0 & 0 & -k_c & 0 & 0 \\ 0 & k_c & 0 & 0 & -k_c & 0 \\ 0 & 0 & k_c & 0 & 0 & -k_c \\ -k_c & 0 & 0 & k_c & 0 & 0 \\ 0 & -k_c & 0 & 0 & k_c & 0 \\ 0 & 0 & -k_c & 0 & 0 & k_c \end{bmatrix}$$

$$x(t) = \begin{bmatrix} x_1^A(t) \\ x_2^A(t) \\ x_3^A(t) \\ x_1^B(t) \\ x_2^B(t) \\ x_3^B(t) \end{bmatrix}$$

Si risolve il problema agli autovalori, al fine di determinare le frequenze proprie del sistema dinamico, variando la rigidità assiale del collegamento.

Lo scopo è quello di analizzare, attraverso uno studio parametrico, le caratteristiche dinamiche delle due strutture adiacenti, e come vengono influenzate dalla rigidità del collegamento influenza

**Rigidezza elemento di collegamento tendente a zero:  $k_c \rightarrow 0$**

Nel caso in cui l'elemento ha una rigidezza trascurabile, le due strutture si comportano in maniera autonoma, ovvero le oscillazioni della prima struttura non influenza le oscillazioni della seconda.

Le pulsazioni proprie del sistema accoppiato, corrispondono quindi alle sei pulsazioni delle due strutture (tre per ognuna).

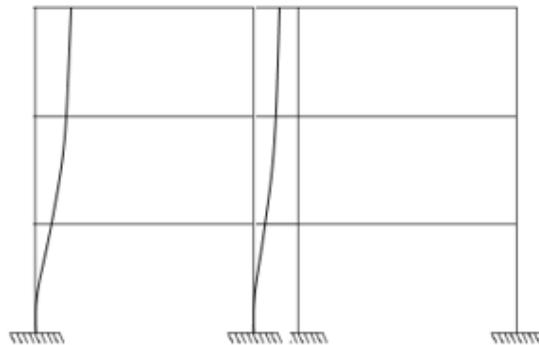
Si riportano anche i primi due modi di vibrare del sistema dinamico che dimostrano l'indipendenza delle oscillazioni delle singole strutture.

Essi corrispondono al primo modo della struttura A, e al primo della struttura B.

MODO	FEM			
	$\omega$ [rad/sec]	T [sec]	$\omega$ [rad/sec]	T [sec]
1	11,741	0,5351	11,389	0,5517
2	23,0392	0,2727	21,598	0,2909
3	32,8976	0,1910	32,116	0,1956
4	47,5384	0,1322	47,092	0,1334
5	64,5545	0,0973	61,727	0,1018
6	93,284	0,0674	92,559	0,0679

Figura 29 Periodi e pulsazioni proprie sistema accoppiato

Modo 1



Modo 2

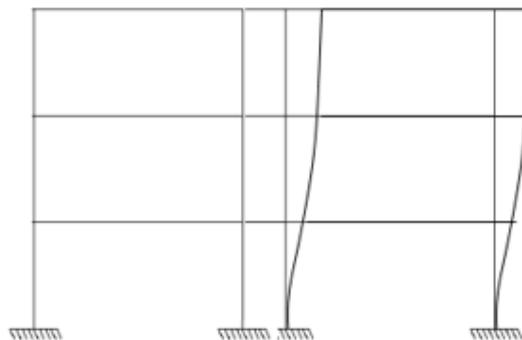


Figura 27 Primi due modi di vibrare sistema accoppiato

### Rigidezza elemento di collegamento finita: $k_c$

Le due strutture interagiscono se si incrementa la rigidezza assiale dell'elemento di collegamento che causa la variazione delle caratteristiche dinamiche del sistema.

Si riportano i risultati dello studio parametrico su un grafico, che mostra la variazione delle pulsazioni. Si considera una rigidezza adimensionale, ottenuta rapportando la rigidezza assiale del collegamento con la rigidezza dei piedritti della struttura A.

Come si può notare, le pulsazioni del sistema rimangono invariate per bassi valori di rigidezza, e sono pari alle pulsazioni delle singole strutture.

Nel tratto centrale del grafico, per rigidezze intermedie, l'interazione tra le due strutture provoca la variazione delle frequenze.

Per valori di rigidezza elevati, ovvero per  $k_c \rightarrow \infty$ , delle sei pulsazioni iniziali, tre divergono, rappresentando modi di vibrare del sistema superiori e trascurabili.

Le restanti tre pulsazioni invece convergono a valori finiti

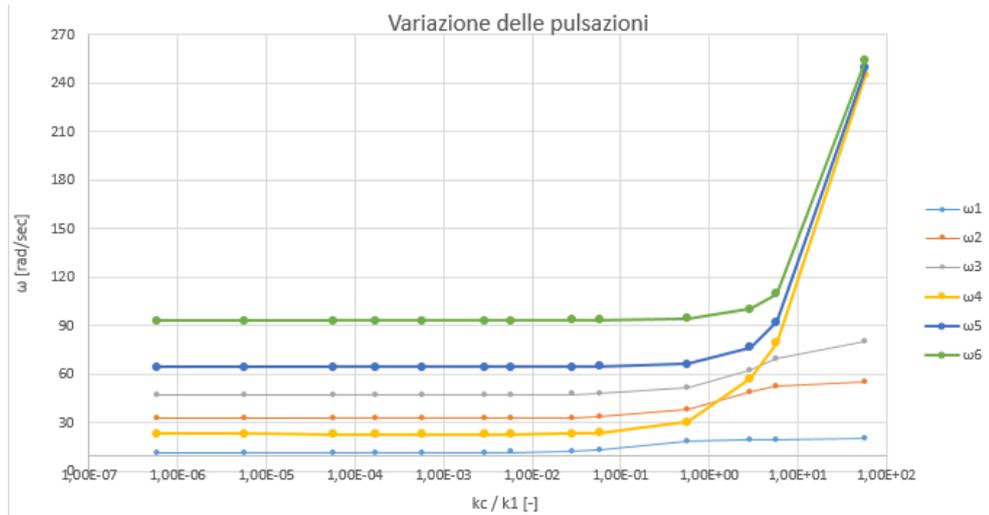


Figura 28 Diagramma interazione : Variazione periodi propri in funzione della rigidezza del collegamento

**Rigidezza elemento di collegamento tendente a infinito:  $k_c \rightarrow \infty$**

Nel caso di rigidezza del collegamento infinita le pulsazioni convergo a quelle proprie di un sistema dinamico avente le seguenti caratteristiche pari a:

$$\begin{aligned} k &= k_1 + k_2 \\ m &= m_1 + m_2 \end{aligned}$$

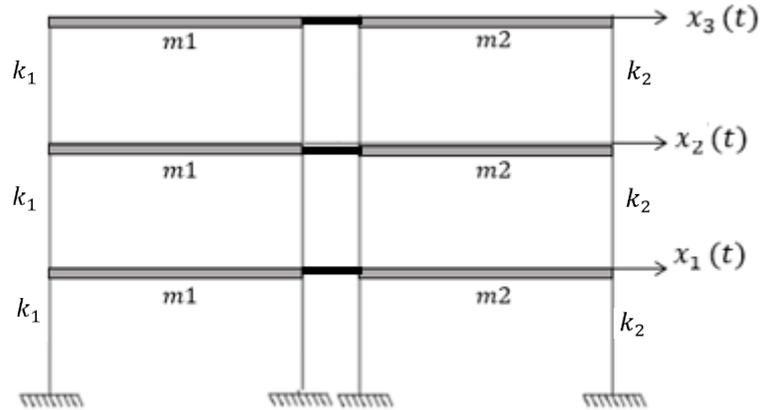


Figura 32 Sistema dinamico costituito dalle due strutture rigidamente collegate, "A" + "B"

Le equazioni del moto risultanti, possono risciversi come:

$$\mathbf{M}\ddot{x}(t) + \mathbf{K}x(t) = 0$$

Dove le matrici di massa  $\mathbf{M}$ , e di rigidezza  $\mathbf{K}$  sono:

$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} m & 0 & 0 \\ 0 & m & 0 \\ 0 & 0 & m \end{bmatrix}$$

$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix} 2k & -k & 0 \\ -k & 2k & -k \\ 0 & -k & k \end{bmatrix}$$

$$x(t) = \begin{bmatrix} x_1^B(t) \\ x_2^B(t) \\ x_3^B(t) \end{bmatrix}$$

Il sistema rigidamente collegato presenta tre gradi di libertà, le tre pulsazioni proprie e i relativi modi di vibrare sono di seguito riportati.

MODO	FEM			
	$\omega$ [rad/sec]	T [sec]	$\omega$ [rad/sec]	T [sec]
1	19,9941	0,3143	19,385	0,3241
2	52,9947	0,1186	54,739	0,1148
3	80,865	0,0777	80,461	0,0781

Tabella 15 Pulsazioni proprie e periodi della struttura "A"+"B"

Modo 1

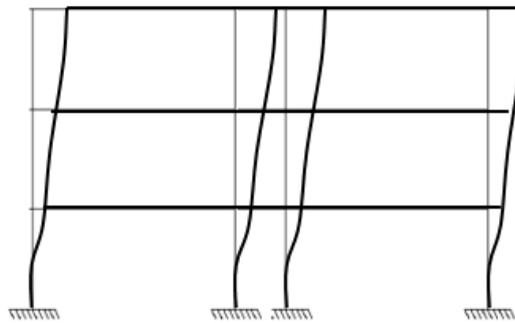


Figura 29 Primo modo di vibrare struttura "A"+"B"

Modo 2

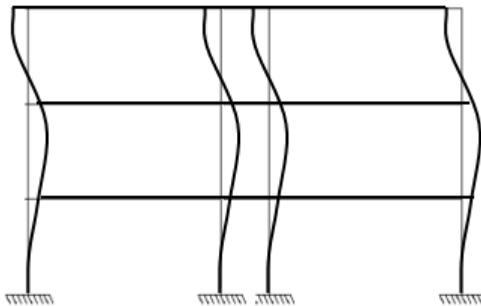


Figura 30 Secondo modo di vibrare struttura "A"+"B"

Modo 3

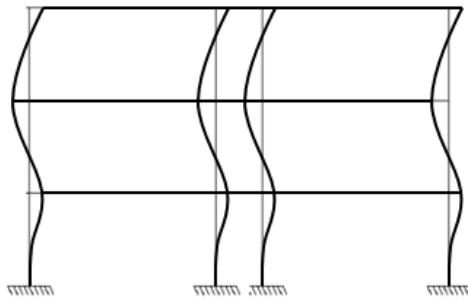


Figura 31 Terzo modo di vibrare struttura "A"+"B"

Le due strutture, collegate rigidamente, identificano un sistema dinamico oscillante a tre gradi di libertà, aventi pulsazioni che sono intermedie alle pulsazioni delle singole strutture:

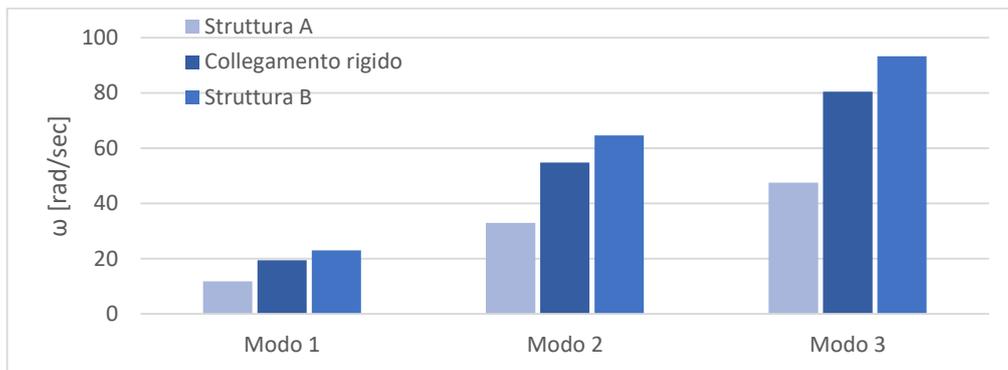


Figura 32 Confronto pulsazioni dei modi relativi alle strutture singole e strutture collegate rigidamente

# Capitolo 5

## Caso studio: Ospedale Policlinico San Martino “Monoblocco”

### 5.1 Descrizione della struttura

In questo capitolo verrà descritto la struttura oggetto di studio e di analisi strutturali al fine di valutare la risposta sismica, e come essa varia al variare del modello di calcolo.

L’edificio in esame è il cosiddetto “Monoblocco”, appartenente all’Azienda Ospedaliera Universitaria “San Martino” di Genova. Tale azienda rappresenta uno dei principali poli ospedalieri in Italia, fu costruito a partire dal 1907 e inaugurato nel 1923.

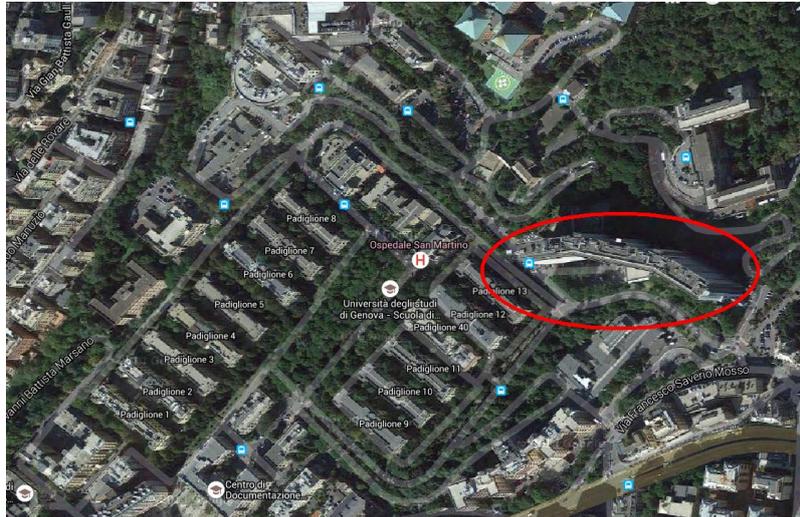
Nel corso degli anni si sono susseguiti numerosi ampliamenti, i principali hanno riguardato la costruzione del pronto soccorso DEA e la costruzione del Monoblocco, inaugurato nel 1979.

Il Monoblocco presenta una volume di oltre 200.000 m<sup>3</sup>, distribuiti su 15 piani e formato da 5 corpi fabbrica interamente costruiti in calcestruzzo armato.

Le analisi previste consistono in una valutazione della risposta a seguito di un evento sismico di una data intensità e del grado di danneggiamento subito dalla struttura, coerentemente con quanto prescritto dalle Normative attualmente vigenti. La struttura verrà analizzata tramite un programma di calcolo agli elementi finiti, rispondente alla geometria degli elementi strutturali e dei particolari costruttivi. Le analisi riguarderanno i singoli corpi fabbrica considerati come indipendenti e successivamente confrontati con la struttura considerata nel suo complesso, ovvero con corpi fabbrica interagenti, al fine di valutare quale sia la scelta di modellazione a favore di sicurezza. Si ricorda inoltre che essendo l’Ospedale S. Martino di Genova una struttura strategica, è da eseguirsi obbligatoriamente, secondo quanto riportato all’art. 2 comma 3 dell’OPCM 3274: *“È fatto obbligo di procedere a verifica, da effettuarsi a cura dei rispettivi proprietari, ai sensi delle norme di cui ai suddetti allegati, sia degli edifici di interesse strategico e delle opere infrastrutturali la cui funzionalità durante gli eventi sismici assume rilievo*

*Capitolo 5 – Caso studio: Ospedale Policlinico San Martino “Monoblocco”*

*fondamentale per le finalità di protezione civile, sia degli edifici e delle opere infrastrutturali che possono assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso. Le verifiche di cui al presente comma dovranno essere effettuate entro cinque anni dalla data della presente ordinanza e riguardare in via prioritaria edifici ed opere ubicate nelle zone sismiche 1 e 2, secondo quanto definito nell'allegato”.*



*Figura 33 Vista dal satellite dell'Ospedale San Martino con indicazione dell'ubicazione del padiglione oggetto di analisi*



*Figura 34 Prospetto anteriore del Monoblocco (Fonte: Google Earth)*

### **5.1.1 Organismo strutturale dell’edificio**

L’edificio consta di 14 piani fuori terra, e 3 piani fondi. I piani fondi 1 e 2 risultano essere fuori terra, mentre il piano fondi 3 risulta interamente interrato ed è presente solo nel lato di levante.



*Figura 35 Vista frontale del Monoblocco*

La struttura presenta 4 giunti strutturali, individuando i 5 corpi fabbrica denominati corpo levante, corpo centro-levante, corpo centrale, corpo centro-ponente e corpo ponente. I giunti non hanno uno spessore tale da poter essere considerati dei giunti sismici, ma svolgono unicamente la funzione di dilatazione.



*Figura 39 Particolare: giunto strutturale*

Come si può notare, l’organismo strutturale risulta fortemente modulare con una specularità fra il lato di levante e quello di ponente, divisi dal blocco centrale avente funzione da atrio divisorio dei reparti, e dallo scalone centrale. Nei corpi di levante e di ponente sono presenti altri due nuclei scala, adiacenti ai nuclei ascensore. Nel blocco centrale sono presenti anche dei nuclei ascensore, completamente esterni alla struttura, costruiti in epoca successiva. Alle estremità dei corpi di levante e di ponente sono presenti delle scale antincendio in acciaio, anch’esse indipendenti. Un altro corpo esterno è la passerella pedonale, con struttura in acciaio, che collega, all’altezza del terzo piano, le scale del corpo levante, con la collina retrostante l’edificio. In corrispondenza del corpo centrale, è presente la struttura del bar, un’ulteriore struttura indipendente da quella del Monoblocco.



*Figura 36 Nuclei ascensore esterni nel blocco centrale*



*Figura 37 Scale esterne nel lato ponente*



Figura 38 Passerella pedonale esterna che collega il terzo piano lato di levante, con la collina retrostante

Anche per quanto riguarda gli elementi verticali è possibile riscontrare una modularità in ogni piano. I pilastri sono disposti su quattro file, individuando quattro tipologie di pilastri denominate A, B, B', C. Altre tipologie sono presenti nella zona di discontinuità fra i corpi e nel blocco centrale.

Le travi presentano due tipologie principali, che si ripetono su diversi piani, ad eccezione del piano fondi 2 e 3, e piano di copertura che presentano uno schema differente.

Si riporta uno stralcio della tavola di carpenteria, basate su quelle originali, in cui è rappresentata la disposizione dei ferri di armatura delle sezioni tipologiche dei pilastri.

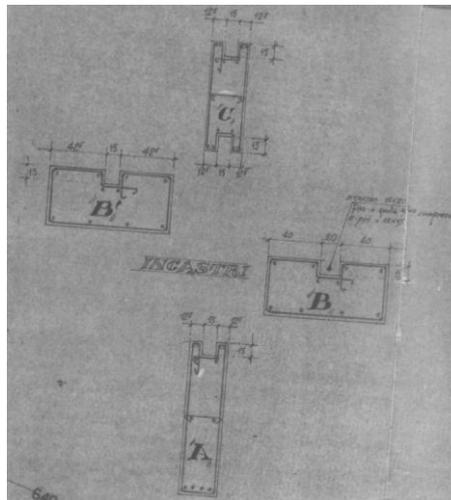


Figura 39 Stralcio da tavola di carpenteria delle sezioni tipologiche dei pilastri con disposizione dei ferri di armatura

Nella figura seguente è riportata una ricostruzione geometrica del piano tipo.

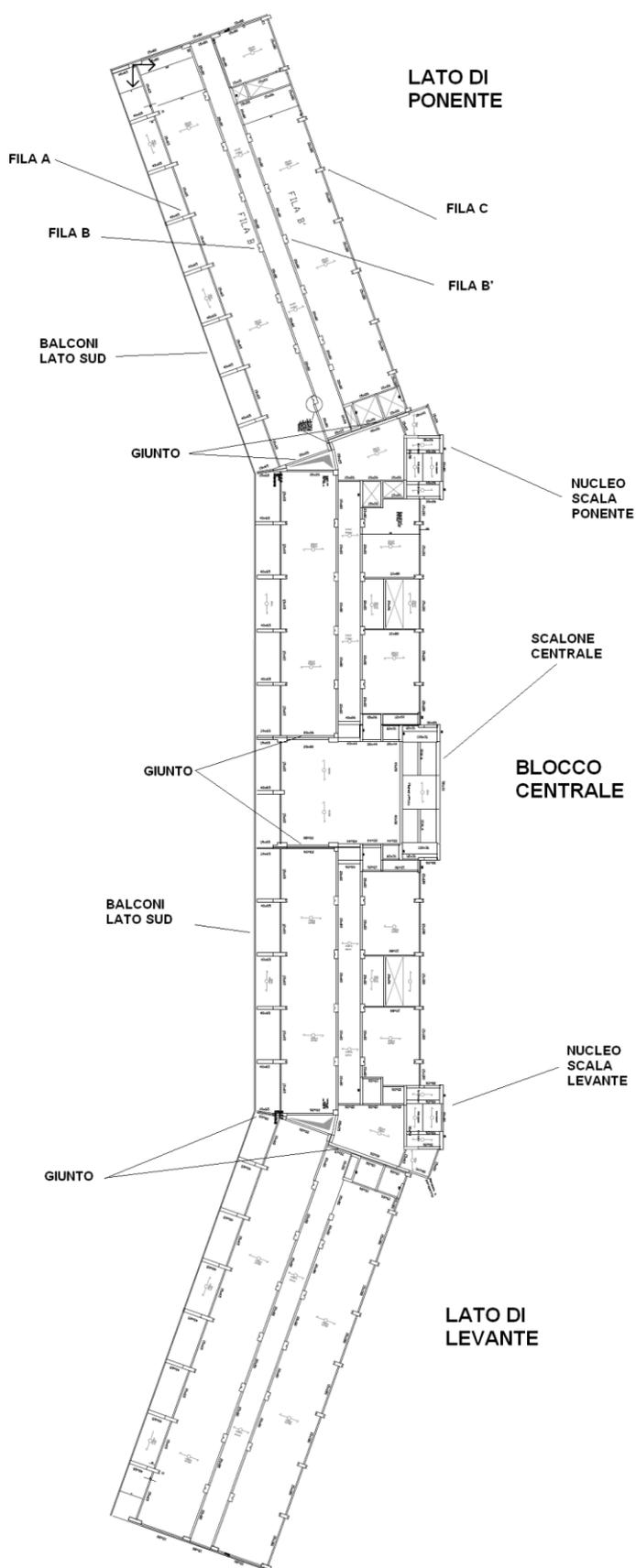


Figura 40 Ricostruzione geometrico descrittiva del piano tipo

### 5.1.2 Tipologie degli impalcati

Per quanto riguarda i solai, si riscontra una tipologia costruttiva utilizzata negli anni '50 e '60, detti solai “rasati”. Si tratta di solai in latero-cemento, ma con una soletta di spessore esiguo, che nel caso del Monoblocco risulta essere di 1,5 cm. La tipologia di solaio che si riscontra in gran parte della struttura è quindi costituito da due travetti per metro, con un interasse di 50 cm, aventi base 10 cm e altezza 25 cm, più 1,5 di caldana strutturale.

Tale tipologia strutturale conferisce una certa leggerezza agli impalcati, a fronte di una minore rigidità di questi rispetto alle tipologie più classiche e attualmente più utilizzate. Quindi non è possibile considerare valida l'ipotesi di impalcato rigido. Questo ha influenzato, come vedremo, la modellazione della struttura agli elementi finiti, che sarà quindi caratterizzata da piani deformabili.

Nella figura seguente, si riporta una sezione del solaio del balcone, avente una soletta inferiore a 5 cm. Si tratta di una tipologia particolare, che non si riscontra nel resto della struttura.



Figura 41 Dettaglio del solaio del balcone

## 5.2 Valutazione della sicurezza

Coerentemente con quanto specificato dalla norma (§8.5 NTC), la prima operazione da effettuare riguarda un'analisi storico-critica dell'edificio, per individuare la storia progettuale e realizzativa della struttura in esame, attraverso le documentazioni pervenute, osservazioni in sito e operazioni di rilievo geometrico-strutturale. Da tali informazioni è infatti possibile comprendere il funzionamento strutturale dell'organismo classificando i sistemi resistenti ai carichi verticali e alle azioni orizzontali.

Le indagini in situ eseguite sono rappresentate da prove di compressione distruttive su provini di calcestruzzo, prove eseguite con metodo Sonreb e rilievi dei ferri di armatura.

Ulteriori rilievi effettuati hanno riguardato i ferri di armatura, tramite la rimozione del copriferro corroborati da indagini pacometriche. In alcuni casi è stato riscontrato un'eccessiva ossidazione dei ferri causando espulsione del copriferro. I ferri corrosi

presentavano dunque diametri nominali notevolmente ridotti rispetto alla condizione originaria.



Figura 42 Rilievo dei ferri mediante rimozione copriferro

### 5.2.1 Caratterizzazione meccanica dei materiali

Le indagini sperimentali eseguite, distruttive e non, hanno permesso un'adeguata conoscenza dei materiali e del loro degrado. Al fine di valutare le reali caratteristiche del calcestruzzo costituente la struttura è stato fondamentale effettuare prove su campioni cilindrici estratti mediante carotaggi e prove con metodo Sonreb.

Le prove con metodo Sonreb consentono di determinare la resistenza tramite combinazione dei risultati delle prove sclerometriche e di quelle con gli ultrasuoni. Dalla prova sclerometrica viene determinato l'indice di rimbalzo medio, che rappresenta una misura dell'energia elastica assorbita dal calcestruzzo a seguito di un impatto. L'energia assorbita dal calcestruzzo è legata alla rigidità e alla resistenza meccanica tramite relazioni empiriche.

Il rilievo con ultrasuoni è invece un metodo basato sulla misura della velocità di propagazione delle onde elastiche longitudinali all'interno del calcestruzzo. La resistenza a compressione è stimata in base alla velocità di trasmissione degli ultrasuoni ( $V$ ), utilizzando relazioni sperimentali, ipotizzando una proporzionalità tra resistenza a compressione e modulo elastico.

Attraverso la misura dell'indice di rimbalzo e della velocità di propagazione degli ultrasuoni, il Metodo Sonreb permette di stimare la resistenza del calcestruzzo facendo uso di formulazioni derivanti dalla letteratura.

Per quanto riguarda gli acciai, le prove di trazione su campioni delle barre hanno mostrato una prevalenza di ferri a aderenza migliorata. Nonostante l'edificio sia stato progettato un tipologia di “ferro semiduro acciaioso AQ50” come riportato nella relazione di calcolo, è possibile che sia stata poi utilizzata una tipologia di ferri differente, ad esempio FeB44k (Aq60). Le prove hanno mostrato dei buoni risultati in termini di resistenza per l'acciaio, superiori agli acciai dell'epoca.

Sulla base dei valori di resistenza rilevati dalle prove, sono stati calcolati i valori sperimentali di snervamento per calcestruzzo ( $f_{cm}$ ) e acciaio ( $f_{sm}$ ) da adottare nella definizione dei criteri di calcolo per gli elementi della struttura

Capitolo 5 – Caso studio: Ospedale Policlinico San Martino “Monoblocco”

Elem.	Q.ta Tavola[m]	Tipologia	Dimensioni [cm]	Ferri rilevati	Commenti
P1	79.80	Pilastro fila C	/	3F16 (angolo); staffe F6/20	Elevata ossidazione
P2	84.80	Pilastro fila C	/	2F20 (angolo); staffe F6/20	Elevata ossidazione
P3	103.00	Pilastro fila C	/	1F20+1F20 (angolo); staffe F6/20	Elevata ossidazione
P4	103.00	Pilastro fila B'	96x50	4F20 (angolo); staffe F6/20	1 ferro messo a nudo, 3 rilevati con pacometro
P5	103.00	Pilastro fila C	Copr.=2.5cm	2F16 (angolo); staffe F6/20	
P6	103.00	Pilastro fila B'	100x50	2F20 (laterali); staffe F6/20	Rilevati con pacometro
P7	103.00	Pilastro fila A	/	1F22+1F16 (angolo); staffe F6/20	
P8	103.00	Pilastro fila A	40x140		
P9	103.00	Pilastro fila A	40x140	1F22 (angolo); staffe F6/20	
P10	121.00	Pilastro fila C	40x50	2F22 (angolo); 1F16+1F16 (di ripresa); staffe F6/20	Elevata ossidazione
P11	121.00	Pilastro fila A	40x70	1F16 (angolo); staffe F6/20	Elevata ossidazione
T1	103.00	Trave		3F12; 1F12 (di ripresa); staffe F8/25	
T2	103.00	Trave		4F16; staffe F8/25	
S1	99.52	Solaio	1.5 cm Caldana; 8cm Massetto; 3cm Cls non strutturale	/	Dimensioni rilevate dal pavimento sino alla pignatta sottostante
S2	99.52	Solaio	1.5 cm Caldana; 11cm Massetto	/	Dimensioni rilevate dal pavimento sino alla pignatta sottostante
S3	103.00	Solaio	I=50cm; h <sub>c</sub> =25cm; b=10cm	3F14	Misurato dall'intradosso sino alla pignatta sopristante
S4	103.00	Solaio	Copr.=1cm; b=10cm	1F14+ 1F10	Misurato dall'intradosso

Tabella 16 Rilievi strutturali (Fonte: relazione tecnica di valutazione vulnerabilità Monoblocco, prof.Ferro)

Il valore della resistenza cubica a compressione del calcestruzzo  $R_{cm}$  è stato ricavato come media dei valori di resistenza delle prove:

- $R_{cm} = 38.8 \text{ N/mm}^2$
- $f_{cm} = 0.83 \cdot R_{cm} = 28.0 \text{ N/mm}^2$

Mediando i risultati delle prove relative alle barre di acciaio il valore di snervamento dell'acciaio risulta pari a:

- $f_{sm} = 435 \text{ N/mm}^2$

### 5.2.2 Caratterizzazione sismica del sito

Le indagini geognostiche e geofisiche hanno consentito di ricostruire il modello sismo-stratigrafico del sottosuolo, che risulta caratterizzato da un primo strato superficiale costituito da terreni scioli, granulari. Il secondo è costituito dall'ammasso roccioso, ma caratterizzato da fratture, per uno spessore medio di 5 m. Il terzo è costituito da un ammasso roccioso, complessivamente sano e compatto, con degli elementi penalizzanti locali.

Mediando i risultati su 30 m di spessore, è stata determinata la velocità media di propagazione delle onde sismiche di taglio,  $V_{s30}$ , che rappresenta il parametro meccanico fondamentale che caratterizza le proprietà sismiche delle diverse tipologie del suolo, stando alla normativa vigente.

Il suolo è stato considerato appartenente alla categoria A, corrispondente ad ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di  $V_{s30}$  superiori a 800 m/sec.

Per quanto riguarda la configurazione topografica della zona in cui è ubicata la costruzione, si è associata una categoria topografica T2, che comprende pendii con inclinazione maggiore di  $15^\circ$ .

### 5.3 Azioni sulla costruzione

Le azioni considerate, congruentemente alle Norme Tecniche, sono:

- Peso proprio: calcolato in base alle dimensioni effettive degli elementi strutturali
- Carico permanente: calcolato in base alle stratigrafie dei sovraccarichi dei solai
- Carico variabile: calcolato in base alla Tabella 3.1.II delle NTC riferita a differenti categorie degli ambienti
- Azione sismica: spettro di progetto, determinato in base alle coordinate del sito in cui sorge la struttura, della vita utile e classe d'uso della struttura, dalle condizioni del sottosuolo e dalla duttilità della struttura rappresentata dal fattore di struttura  $q$ .
- Azione della neve: valutata secondo le prescrizioni della Normativa (§3.4 delle NTC)

### 5.3.1 Coefficienti di sicurezza, livello di conoscenza e fattore di confidenza

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza sono assunti in accordo a quanto specificato dalle Norme (§8.5.5), che prescrivono la possibilità di adottare dei coefficienti di sicurezza modificati per i carichi permanenti, avendo eseguito un rilievo geometrico-strutturale accurato e diversi carotaggi atti ad individuare il peso della componente non strutturale portato dai solai. Sono stati adottati i seguenti valori:

- Coefficiente parziale del peso proprio degli elementi strutturali:  
 $\gamma_{G1} = 1.1$
- Coefficiente parziale del peso proprio degli elementi non strutturali  
 $\gamma_{G1} = 1.1$
- Coefficienti parziali delle azioni variabili:  
 $\gamma_Q = 1.5$

I coefficienti parziali di sicurezza dei materiali sono stati assunti pari a:

- Coefficiente parziale relativo al calcestruzzo:  
 $\gamma_M = 1.5$
- Coefficiente parziale relativo all'acciaio di armatura:  
 $\gamma_M = 1.15$

In base ai rilievi geometrico-strutturali dei dettagli costruttivi, alle proprietà meccaniche dei materiali, e considerando l'estensione di tutta la struttura e la complessità della struttura in esame, si è assunto un livello di conoscenza LC1, al quale compete un fattore di Confidenza  $FC = 1,35$ .

## 5.4 Modello di calcolo

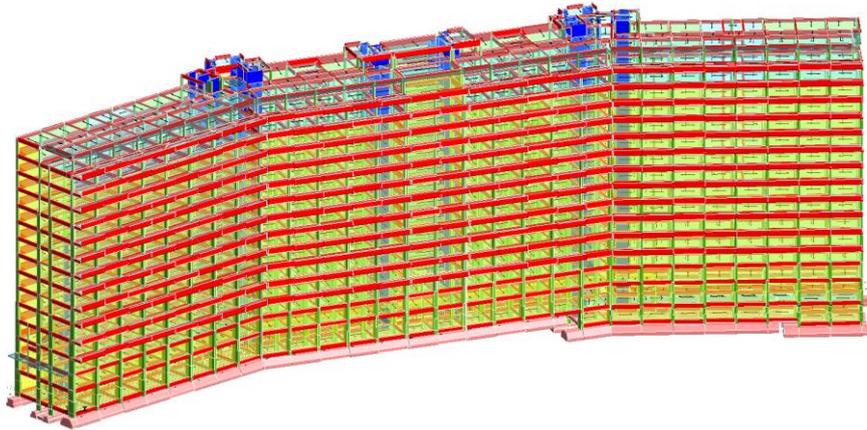
La modellazione della struttura rappresenta un aspetto fondamentale della procedura di analisi sismica ed è finalizzata a riprodurre in maniera realistica la struttura. In generale, per determinare gli effetti delle azioni sismiche, il modello di calcolo deve essere in grado di:

- Considerare la tridimensionalità della struttura
- Valutare l'effettiva distribuzione delle masse
- Valutare l'effettiva distribuzione delle rigidezze

La struttura è stata modellata facendo riferimento alle carpenterie dei vari impalcati. Le carpenterie dei primi livelli differiscono tra loro, mentre a partire dal piano 3, le carpenterie rimangono simili fino al piano 11. Nelle figure seguenti vengono riportate alcune rappresentazioni del modello utilizzato dell'intera struttura.

Nel modello agli elementi finiti le travi e i pilastri sono schematizzati come elementi asta, con dimensioni pari a quelle riportate nelle carpenterie. I setti presenti per tutta l'altezza sono invece modellati tramite elementi *shell*.

Si può notare, in riferimento al piano di copertura, che risulta “indietreggiato” rispetto alla sagoma dei piani inferiori. La prima fila dei pilastri (Fila A) infatti cade in falso sulle travi trasversali sottostanti appartenenti al livello 12.



*Figura 43 Modello tridimensionale struttura globale- vista sud*



*Figura 44 Modello tridimensionale struttura globale- vista nord*

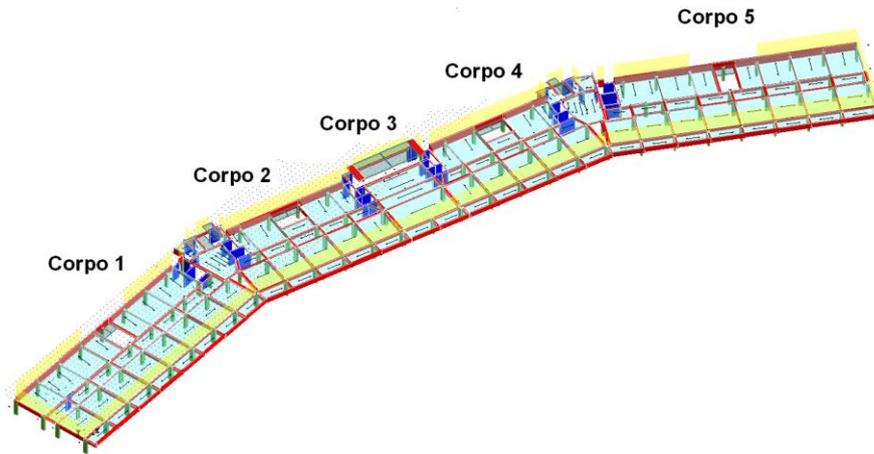


Figura 45 Carpenteria del livello tipo (Piano 6) con indicazione dei diversi corpi fabbrica

Le fondazioni sono modellate tramite travi rovesce di diversa sezione e aventi quote differenti. Si individuano infatti 5 quote di fondazione. Le travi rovesce delle fondazioni sono state modellate come travi su suolo alla Winckler con costante molto elevata pari a  $K_w=100 \text{ kg/cm}^3$ .

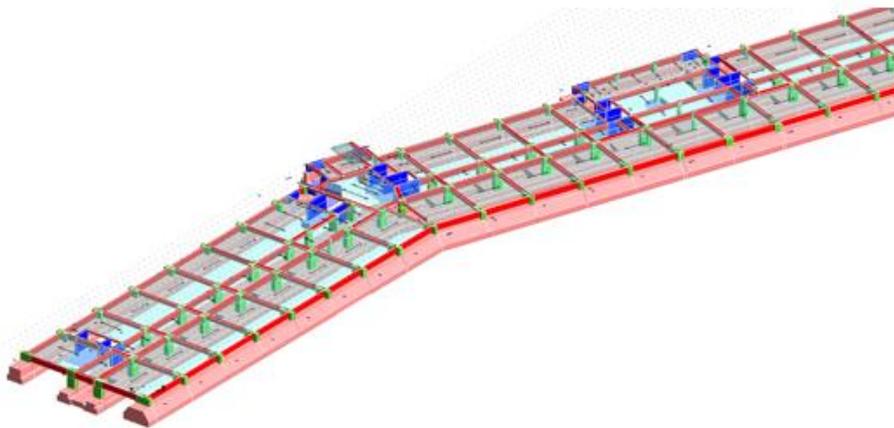


Figura 46 Livello di fondazione

Come detto in precedenza, i vari blocchi costituenti la struttura, sono distanziati di una quantità pari all'ampiezza del giunto strutturale individuato.

I vari corpi sono stati dapprima considerati separatamente. Successivamente sono stati collegati in modo da poter effettuare un'analisi sismica maggiormente aderente alla realtà fisica, tenendo quindi conto dell'interazione delle 5 strutture. I corpi sono quindi stati collegati attraverso degli elementi *beam*, di sezione tonda con diametro 10 mm, in acciaio.

Tali elementi sono posizionati in corrispondenza dei 13 punti di contatto tra i vari corpi.

Per aumentare la loro flessibilità, i due estremi degli elementi di collegamento si siano svincolati a flessione, al fine di assicurare una collaborazione tra i diversi corpi ortogonale al giunto, e minima in direzione tangenziale.

Inoltre, impostando un’analisi con spuntature attive agli estremi della trave, il programma di calcolo considera la luce netta degli elementi trave, costituito da un tratto centrale elastico deformabile (luce netta) e da due tratti infinitamente rigidi, posti all’interno dei due pilastri di bordo.

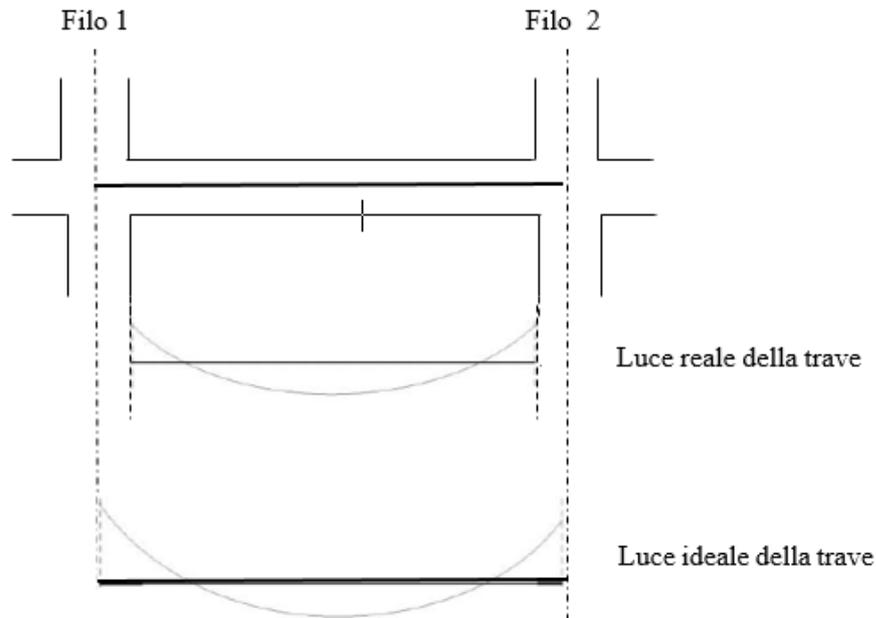


Figura 47 Luce reale e luce ideale di una trave tra due pilastri

### 5.4.1 I vincoli

Tutti i nodi delle strutture in elevazione in cemento armato, sono stati considerati come incastri interni, coerentemente con quanto usualmente assunto per le strutture intelaiate in calcestruzzo ad eccezione di alcune travi che risultano debolmente armate in corrispondenza degli appoggi e che quindi sono state opportunamente svincolate a flessione.

Per quanto riguarda gli orizzontamenti, in genere per strutture in calcestruzzo armato con solai in latero-cemento, viene ritenuta valida l’ipotesi di impalcato rigido, ovvero con una rigidezza infinita nel loro piano, tale da considerare masse e momenti di inerzia concentrati nel centro di massa. I gradi di libertà vengono quindi ridotti a 3, una rotazione e due traslazioni orizzontali. Come detto, la tipologia costruttiva dei solai effettivamente presenti non consente questa ipotesi, avendo una soletta inferiore a 4 cm. Inoltre come specificato dal §7.2.6 delle norme, “essi possono essere considerati infinitamente rigidi solo se, modellandone la

deformabilità nel piano, i loro spostamenti orizzontali in condizioni sismiche non superano per più del 10% quelli calcolati con l’assunzione di piano rigido”.

Anche tale condizione non risulta soddisfatta, per cui i solai sono modellati come piani deformabili.

Il programma di calcolo consente un’analisi dinamica in presenza di solai deformabili, considerando le masse concentrate ai nodi (analisi nodale). Inoltre la rigidità dei solai è stata modellata tramite travi fittizie di cucitura, avente sezione di 18x26 cm, e considerata solo ai fini della resistenza dell’azione sismica, e non in relazione alle azioni statiche.

### 5.4.2 Materiali

I materiali esistenti, con le loro rigidità e resistenze considerati nel modello di calcolo possono essere consultati tra i *criteri progettuali* dei rispettivi elementi strutturali.

In particolar modo si osserva come nel caso di travi e pilastri siano state adottate le resistenze sperimentali di rottura per il calcestruzzo ( $f_{cm}$ ) e di snervamento per l’acciaio ( $f_{sm}$ ) ottenute dalle prove di caratterizzazione meccanica dei materiali. Considerando quindi il Fattore di confidenza  $FC = 1.35$ , i coefficienti parziali di sicurezza per calcestruzzo ( $\gamma_C = 1.5$ ), acciaio ( $\gamma_S = 1.15$ ) si ricavano gli appositi valori di resistenza ultima di progetto:

$$f_{cd} = \frac{f_{cm}}{FC \cdot \gamma_C} = \frac{28.0}{1.35 \cdot 1.5} = 13.8 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{sm}}{FC \cdot \gamma_S} = \frac{435}{1.35 \cdot 1.15} = 280.2 \text{ N/mm}^2$$

### 5.4.3 Carichi agenti

#### Carichi permanenti strutturali e non strutturali

Il peso proprio degli elementi strutturali viene calcolato in automatico dal programma di calcolo, sulla base delle rispettive dimensioni geometriche e peso specifico dei materiali ( $\gamma_{CLS} = 2500 \text{ kg/m}^3$ ).

Per quel che riguarda i solai, esso include anche il peso delle pignatte ( $450 \text{ kg/m}^3$ ). I carichi permanenti non strutturali sono costituiti da:

- Carico per unità di superficie associato al volume di massetto alleggerito presente ( $400 \text{ kg/m}^3$ ),
- Incidenza tramezzi ( $60 \text{ kg/m}^2$ ) essendo presenti molti divisori in cartongesso.

## Carichi variabili

I carichi variabili sono stati valutati secondo quanto illustrato nella Tabella 3.1.II delle NTC08:

- Solaio tipo: ambienti suscettibili ad affollamento di categoria C1, quali gli ospedali, un sovraccarico di:  
 $300 \text{ kg/m}^2$
- Balconi, ballatoi e scale comuni [T-3.1.II cat.C2]:  
 $400 \text{ kg/m}^2$
- Rimesse e parcheggi per il transito di automezzi [T-3.1.II cat.F]:  
 $350 \text{ kg/m}^2$
- Solaio di copertura [T-3.1.II cat.H1 di cui alla cat. A]:  
 $50 \text{ kg/m}^2$
- Carico da neve [§3 e 4 delle NTC08]:  
 $q_s = 80 \text{ kg/m}^2$

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

In cui:

$\mu_i$  è il coefficiente di forma della copertura per  $0^\circ < \alpha < 30^\circ$  si ha  
 $\mu_i = 0,8$

$q_{sk}$  è il valore caratteristico di neve al suolo: a Genova , Zona II, per un'altitudine di circa  $75 \text{ m s.l.m.} \leq 200 \text{ m}$  si ottiene

$$q_{sk} = 1 \text{ kN/m}^2$$

$C_E$  è il coefficiente di esposizione per topografia in classe normale risulta  
 $C_E = 1,0$

$C_t$  è il coefficiente termico considerato  $C_t = 1,0$

Pertanto il carico neve risulta:

$$q_s = 80 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 80 \text{ kg/m}^2$$

## Pannelli di carico

I pannelli di carico vengono utilizzati dal programma di calcolo per distribuire i carichi sugli elementi portanti principali, ovvero le travi su cui essi sono appoggiati, e rappresentano il carico al metro quadrato agente su una tipologia di solaio in una determinata zona della struttura.

<b>Tipoogia</b>	<b>G<sub>1</sub> (kg/m<sup>2</sup>)</b>	<b>G<sub>2</sub> (kg/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Q (kg/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Neve (kg/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Categoria azione variabile</b>
25+1,5/50 - INT	253	84	300		C1.Ambienti affollati (ospedali)
14+1,5/40 - INT	172	84	300		C1.Ambienti affollati (ospedali)
25+1,5/50 - EST	253	44	400	80	C2.Ambienti affollati (ballatoi)
40+5,5/50 - INT	482	84	300		C1.Ambienti affollati (ospedali)
22+4/50 - EST	289	44	400	80	C2.Ambienti affollati (ballatoi)
15+1/40 - EST	169	44	400	80	C2.Ambienti affollati (ballatoi)
5+20+1/50 - EST	322	44	400	80	C2.Ambienti affollati (ballatoi)
Esterno PF1	150	50	400	80	C2.Ambienti affollati (ballatoi)
Mensola 20 - PT	500	0	50	80	H1.Coperture e sottotetti
14+1/40 - SCALE	160	44	400		C2.Ambienti affollati (ballatoi)
RAMPANTE	352	40	400		C2.Ambienti affollati (ballatoi)
25+1,5/50 - COP	253	44	50	80	H1.Coperture e sottotetti
14+1,5/40 - COP	172	44	50	80	H1.Coperture e sottotetti
Mensola 15 - COP	375	0	50	80	H1.Coperture e sottotetti
25+1,5/50 - SCALE centr.	253	50	400		C2.Ambienti affollati (ballatoi)
RAMPANTE centrale	352	36	400		C2.Ambienti affollati (ballatoi)
Scalone centrale	426	103	400		C2.Ambienti affollati (ballatoi)
40+5,5/50 - COPERT.	482	44	50	80	H1.Coperture e sottotetti

Tabella 17 Pannelli di carico rappresentanti i carichi sui solai

## 5.5 Analisi dinamica della struttura

L’analisi eseguita per la struttura in esame è un’analisi dinamica modale-nodale, con spettro di risposta. La normativa, come detto in precedenza, pone dei limiti di applicabilità delle analisi strutturali. Il livello di conoscenza della struttura in esame, unito alla non validità dell’ipotesi di impalcato rigido, non consente l’utilizzo di un’analisi statica non lineare. Per queste ragioni, l’analisi eseguita per la struttura in esame è un’analisi dinamica modale-nodale, con spettro di risposta, ridotto con un fattore di struttura  $q$ .

Il fattore di struttura adottato è pari a 1,5, sia per meccanismi “duttili”, sia per meccanismi “fragili”.

### 5.5.1 Parametri sismici

I dati considerati nel calcolo dei parametri sismici sono i seguenti:

- Coordinate del sito in cui sorge l’opera:  
Genova,  
Longitudine est 8,975936  
Latitudine nord 44,4103
- Vita nominale: >100 anni (Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o importanza strategica).
- Classe d’uso: IV (Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità)
- Coefficiente d’uso: 2
- Vita di riferimento=  $V_n \times C_u = 200 \text{ anni}$
- Categoria di sottosuolo: A
- Categoria topografica: T2 (pendii con inclinazione superiore ai 15°)

	STATI LIMITE ULTIMI (SLU)		STATI LIMITEDI ESERCIZIO (SLE)	
	SLC	SLV	SLD	SLO
	$P_{VR} = 5\%$ $Tr_D = 2475$ Anni	$P_{VR} = 10\%$ $Tr_D = 1898$ Anni	$P_{VR} = 63\%$ $Tr_D = 201$ Anni	$P_{VR} = 81\%$ $Tr_D = 120$ Anni
$a_g/g$	0.131	0.119	0.053	0.043
$F_0$	2.496	2.500	2.535	2.528
$T_C^*$ [s]	0.301	0.299	0.270	0.256
$S_s$	1.00	1.00	1.00	1.00
$C_C$	1.00	1.00	1.00	1.00
$S_T$	1.2	1.2	1.2	1.2
$S$	1.2	1.2	1.2	1.2
$\eta$	1	1	1	1
$T_B$ [s]	0.100	0.100	0.090	0.085
$T_C$ [s]	0.301	0.299	0.270	0.256
$T_D$ [s]	2.126	2.076	1.812	1.772

Tabella 18 Parametri caratterizzanti gli spettri di risposta elastici per il sito oggetto di analisi

In base a tali parametri è possibile definire lo spettro elastico dell'azione sismica con fattore di struttura  $q = 1$ , di cui si riporta una rappresentazione:

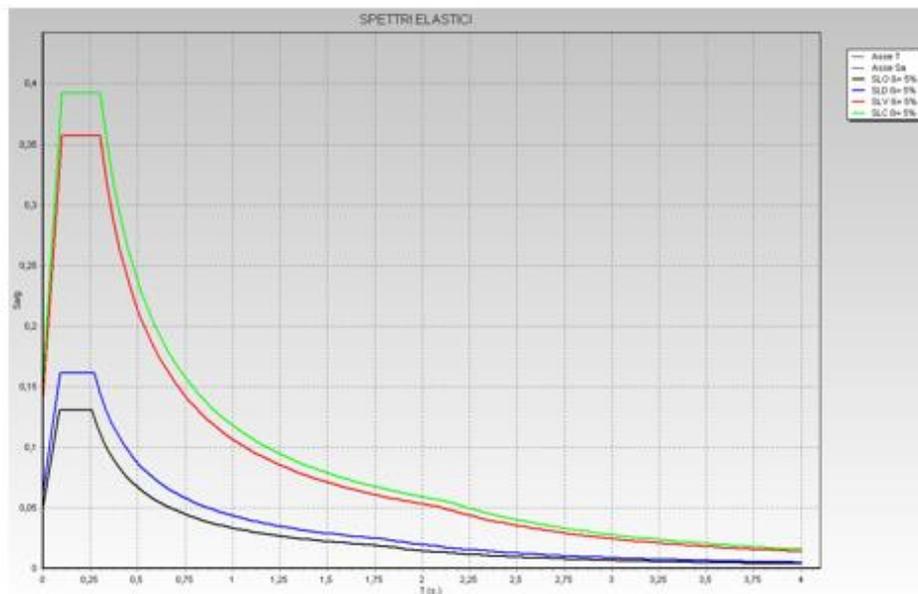


Figura 48 Spettri di risposta elastici per il sito oggetto di analisi

La norma consente di considerare la capacità dissipative della struttura, riducendo le ordinate dello spettro.

In accordo con quanto esplicitato al paragrafo C8.7.2.4 della circolare esplicativa nel caso di verifica dei meccanismi/elementi “duttili” si potrà utilizzare un fattore di struttura  $q$  compreso tra i valori 1.5-3.0 in funzione della regolarità dell’edificio e dei tassi di lavoro dei materiali sotto le azioni statiche; mentre per i meccanismi/elementi “fragili” si adotterà un fattore di struttura  $q=1.5$ . Nella fattispecie si è deciso di adottare un fattore di struttura  $q=1.5$  per entrambi i meccanismi “duttili” e “fragili”.

Lo spettro di progetto è di seguito riportato:

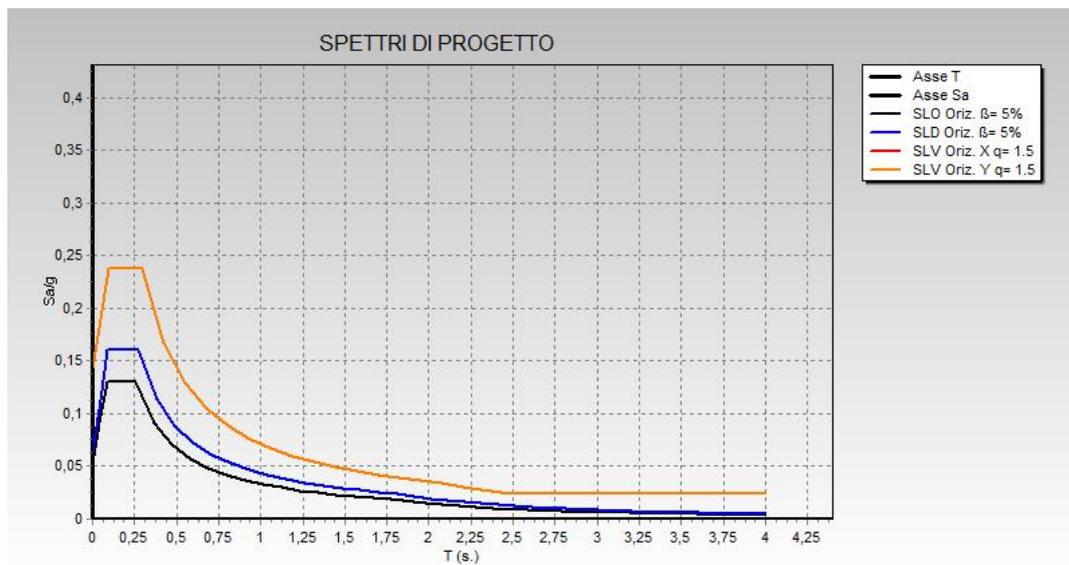


Figura 49 Spettri di progetto ottenuti adottando un fattore di struttura  $q=1,5$

# Capitolo 6

## Analisi dinamica e confronto risultati

Nel capitolo precedente abbiamo definito le caratteristiche della struttura, e dei blocchi che la compongono.

In questo capitolo vedremo come il diverso tipo di modellazione adottata influenza la risposta sismica della struttura. In particolare, verrà eseguita l'analisi sismica relativo al modello globale ampiamente descritto nel capitolo 5, e in seguito la medesima analisi interesserà gli edifici considerati singolarmente e non interagenti all'interno del complesso strutturale più ampio.

Ribadendo l'assenza di impalcati rigidi per la struttura in esame, e quindi l'assenza di un comportamento diaframmatico degli orizzontamenti, si è condotta un'analisi dinamica nodale. Secondo questa tipologia di analisi, alla massa di ogni nodo della struttura viene applicata la forza sismica corrispondente.

La ragione di questa distinzione è quella di voler confrontare le due tipologie di modellazione, e valutare quale sia la scelta a favore di sicurezza, ovvero quella per cui la risposta sismica risulta incrementata.

Inoltre, al fine della valutazione della vulnerabilità sismica di edifici esistenti, le NTC08, richiedono che nelle costruzioni esistenti, vengano individuate le capacità degli elementi e i meccanismi resistenti, distinguendoli in:

- “Duttili”, meccanismi di flessione con e senza sforzo normale in travi, pilastri e pareti
- “Fragili”, meccanismi di taglio in travi, pilastri e nodi.

Sulla base delle sollecitazioni determinate, il software di calcolo consente di effettuare una verifica automatica a pressoflessione e taglio di tutti gli elementi strutturali armati. Si riportano i diagrammi delle verifiche di resistenza eseguite con spettro di risposta, calcolato come descritto in precedenza, avendo però adottato cautelativamente un fattore di struttura  $q=1,5$ .

Verranno dunque confrontate le verifiche degli elementi strutturali in termini di resistenza, dell’“edificio indipendente” e dell’ “edificio collegato” agli altri corpi fabbrica.

All'interno dell'organismo strutturale possiamo individuare i singoli blocchi che chiameremo:

- Edificio A
- Edificio B
- Edificio C
- Edificio D
- Edificio E

La figura seguente mostra una vista dall'alto dell'edificio con indicazione dei suddetti edifici.



## 6.1 Modello globale

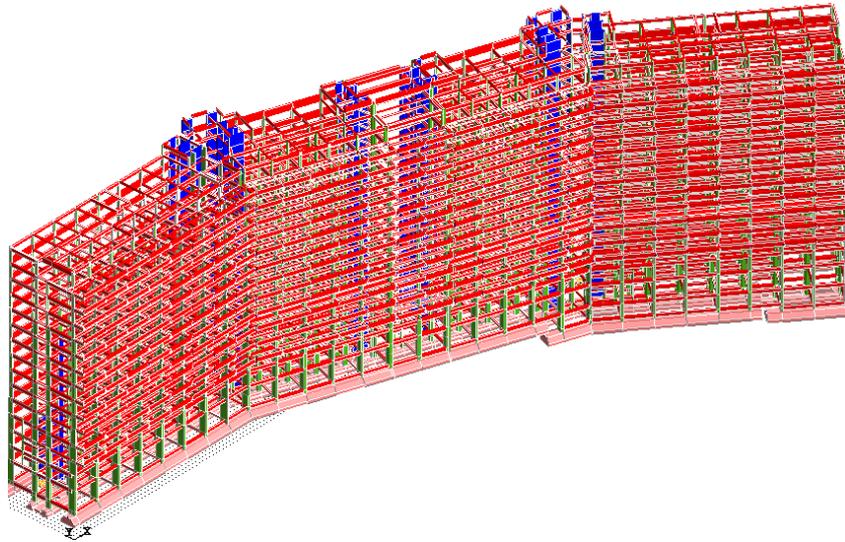


Figura 50 Modello globale della struttura- Edifici collegati

Nel seguito vengono rappresentati i diversi spettri di risposta in accelerazione per i diversi Stati limite, individuando anche i corrispondenti valori di accelerazioni relativi ai primi 150 periodi di vibrazione.

Vengono per di più riportati i principali modi di vibrare per percentuale di massa eccitata, ovvero il primo, il secondo e il sesto.

Si può osservare come, alla luce della modellazione adottata per gli impalcati, le deformate modali coinvolgono parti limitate della struttura.

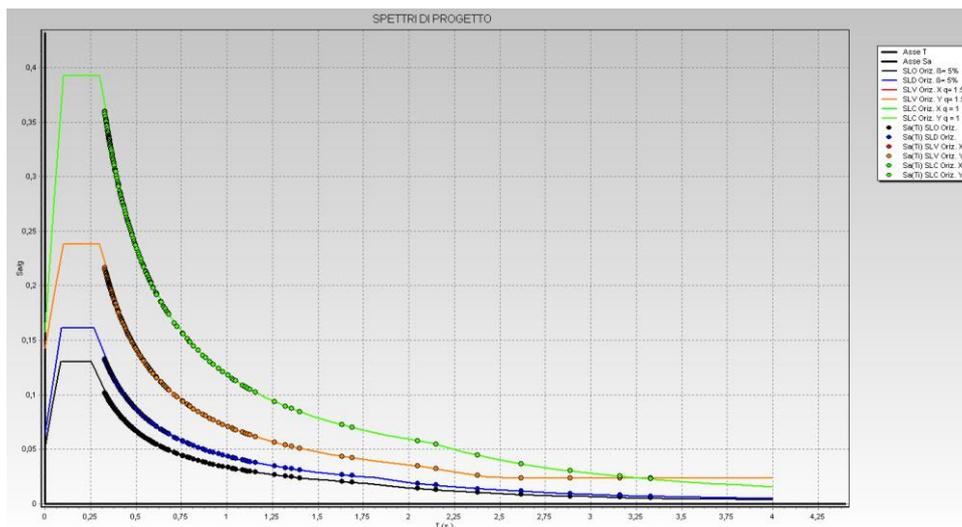


Figura 51 Spettro di progetto con i valori di accelerazioni relativi ai modi di vibrare

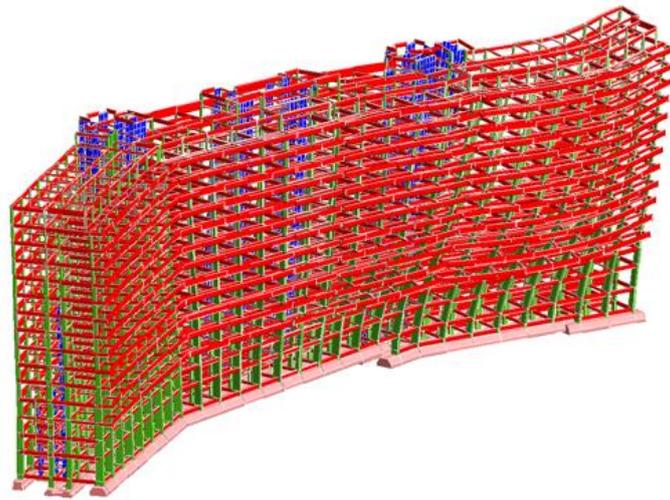


Figura 52 Primo modo di vibrare, Modello globale

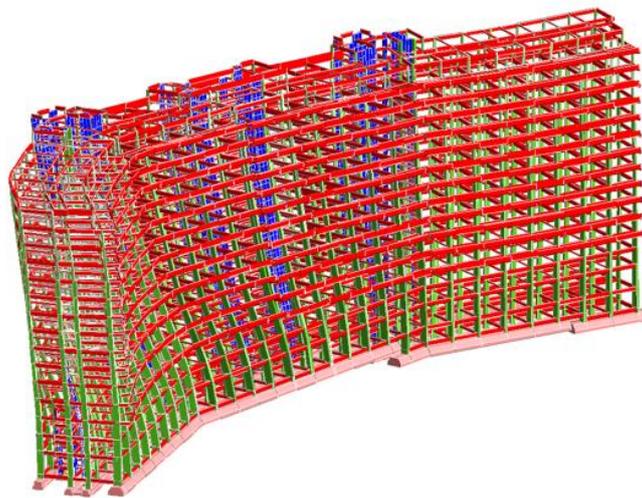


Figura 53 Secondo modo di vibrare, Modello globale

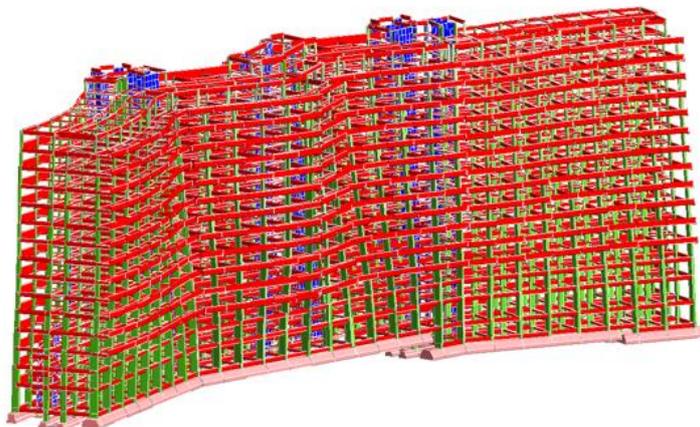


Figura 54 Sesto modo di vibrare, Modello global

## 6.2 Edificio A

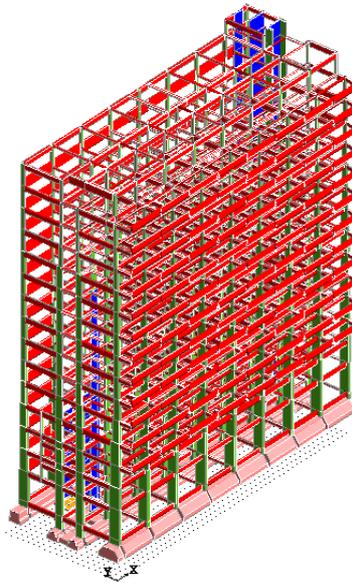


Figura 55 Modello Edificio A

Si riportano i risultati dell'analisi dinamica nodale con impalcati deformabili. Nella tabella seguente sono riportati i modi di vibrazione della struttura, affinché si raggiungesse una massa partecipante superiore all'85% nelle due direzioni ortogonali. Vengono anche riportate le prime 3 forme modale del corpo in analisi. Le forme modali indicano chiaramente l'assenza di un elemento che simuli la rigidezza membranale dei solai. Il primo modo di vibrare risulta traslazionale in direzione y, il secondo torsionale, e il terzo modo risulta traslazionale in direzione x.

### 6.1.1 Modi di vibrare

Modo	Pulsazione [rad/sec]	Edificio A				
		Periodo [sec]	Mx [%]	My [%]	Sum Mx	Sum My
1	1,865	3,369	0,7	56,1	0,7	56,1
2	2,519	2,494	8,6	15,3	9,4	71,5
3	3,198	1,965	51,0	0,4	60,4	71,8
4	4,132	1,521	0,2	0,9	60,7	72,8
5	5,189	1,211	3,6	0,1	64,2	72,9
6	5,515	1,139	0,0	6,6	64,2	79,4
7	5,926	1,060	0,6	0,0	64,8	79,4
8	6,17	1,018	3,2	0,1	68,0	79,6
9	6,491	0,968	4,5	0,0	72,6	79,6
10	7,535	0,834	0,0	0,5	72,6	80,1
11	7,78	0,808	0,0	0,4	72,6	80,5

<b>12</b>	8,203	0,766	0,8	0,2	73,4	80,7
<b>13</b>	9,211	0,682	0,7	0,0	74,1	80,7
<b>14</b>	9,749	0,644	0,2	0,1	74,4	80,8
<b>15</b>	10,106	0,622	0,0	1,6	74,4	82,4
<b>16</b>	11,435	0,549	3,8	0,2	78,2	82,6
<b>17</b>	11,819	0,532	2,8	0,3	81,0	82,9
<b>18</b>	12,123	0,518	0,0	0,3	81,1	83,2
<b>19</b>	13,216	0,475	0,1	0,1	81,2	83,3
<b>20</b>	13,326	0,471	0,6	0,0	81,8	83,3
<b>21</b>	13,907	0,452	0,1	0,0	81,8	83,4
<b>22</b>	14,177	0,443	0,3	0,1	82,2	83,5
<b>23</b>	15,738	0,399	1,2	0,0	83,4	83,5
<b>24</b>	16,159	0,389	0,2	0,4	83,6	83,9
<b>25</b>	16,404	0,383	0,2	0,1	83,8	84,0
<b>26</b>	16,738	0,375	0,4	0,0	84,2	84,0
<b>27</b>	16,876	0,372	0,3	0,1	84,6	84,1
<b>28</b>	17,646	0,356	0,4	0,1	85,0	84,2

Tabella 19 Modi di vibrare edificio A

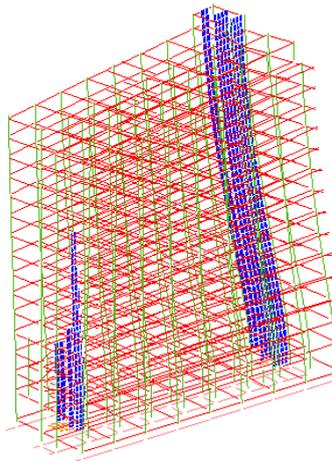


Figura 56 Primo modo, Edificio A

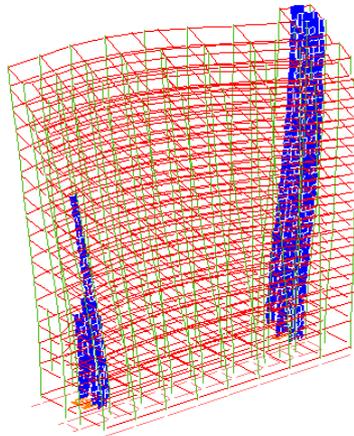


Figura 57 Secondo modo, Edificio A

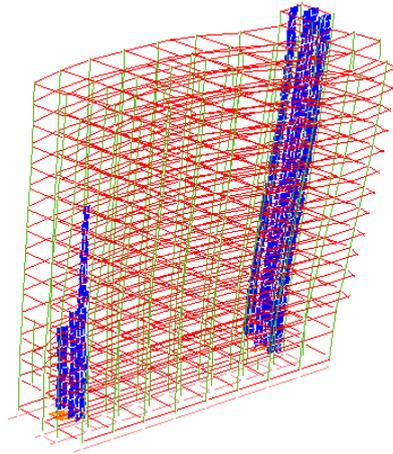


Figura 58 Terzo modo, Edificio A

## 6.2.2 Taglio alla base

Per avere un'indicazione delle sollecitazioni che le strutture devono sopportare, sono stati calcolati i tagli alla base, che rappresentano la somma delle sollecitazioni di piano. Sono stati calcolati, per avere una misura cautelativa, le sollecitazioni di taglio assorbite dai pilastri del piano base dell'edificio. Nelle figure seguenti viene fatto un confronto tra le sollecitazioni alla base dell'edificio A considerato singolarmente, e dello stesso edificio considerato appartenente al modello globale.

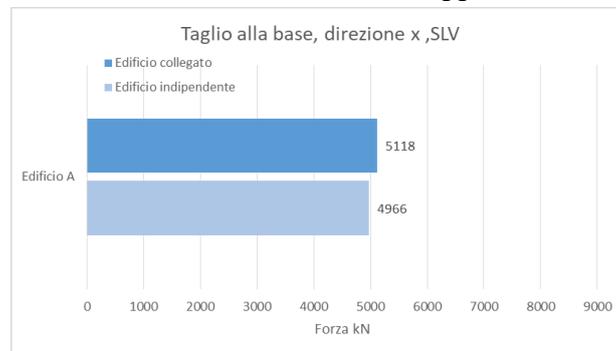


Figura 59 Taglio alla base direzione X, SLV

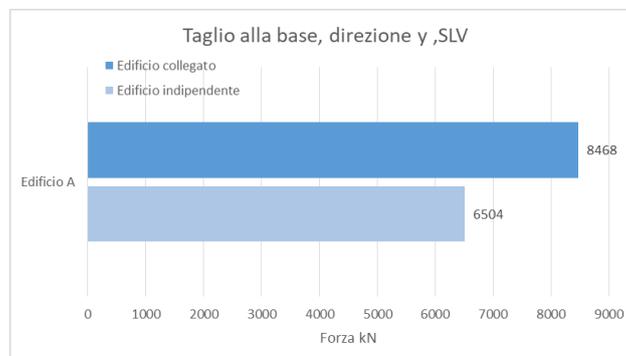


Figura 60 Taglio alla base direzione Y, SLV

### 6.2.3 Spostamenti di piano relativi

La normativa impone dei limiti per gli spostamenti di interpiano, per soddisfare le verifiche degli elementi strutturali in termini di contenimento del danno agli elementi non strutturali. Viene fatta una distinzione tra costruzioni di classe I e II, da quelli per le costruzioni III, IV.

Nel caso di costruzioni civili e industriali, le verifiche possono essere ritenute soddisfatte se gli spostamenti di interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo SLD siano inferiori ai seguenti limiti:

- Per tamponamenti collegati rigidamente alla struttura che interferiscono con la deformabilità della stessa:

$$d_r < 0.005 h$$

Nel caso di costruzioni civili e industriali di classe III e IV, come nel nostro caso, si ha invece che la verifica risulta soddisfatta quando gli spostamenti di interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativo allo SLO siano inferiori ai 2/3 del limite in precedenza indicato.

$$d_r < \left(\frac{2}{3}\right) 0.005 h = 0,0033 h$$

Nel seguito verranno considerati i massimi spostamenti di interpiano relativi ad un pilastro della struttura, calcolati in presenza dell'azione sismica relativa sia allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV), sia allo Stato Limite di Operatività (SLO).

Dai diagrammi dei *drift* di piano in seguito riportati, si può notare come nel caso di struttura collegata, gli spostamenti relativi tra i diversi piani siano maggiori rispetto al caso della struttura singola.

I valori degli spostamenti tendono al valore limite imposto dalla normativa, superandolo in alcuni punti.

Con riferimento agli spostamenti riferito allo SLV, gli spostamenti nel caso di struttura indipendente risultano tutti entro il limite  $0.005 h$ . Tale limite viene superato considerando la struttura collegata.

In riferimento allo SLO, gli spostamenti relativi del pilastro in questione supera in alcuni punti il limite  $0,0033 h$ . I punti oltre il limite aumentano considerando il modello globale con gli edifici collegati.

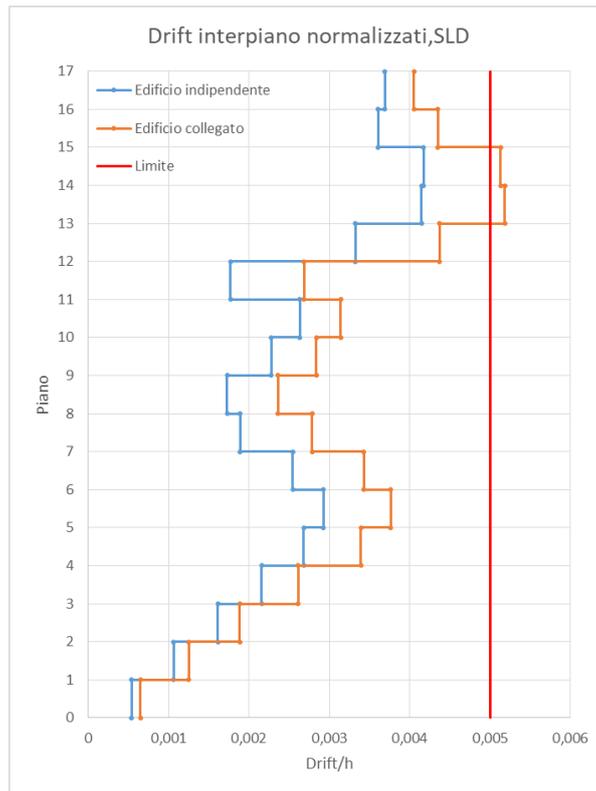


Figura 61 Massimi spostamenti relativi di piano (SLD) per l'Edificio A

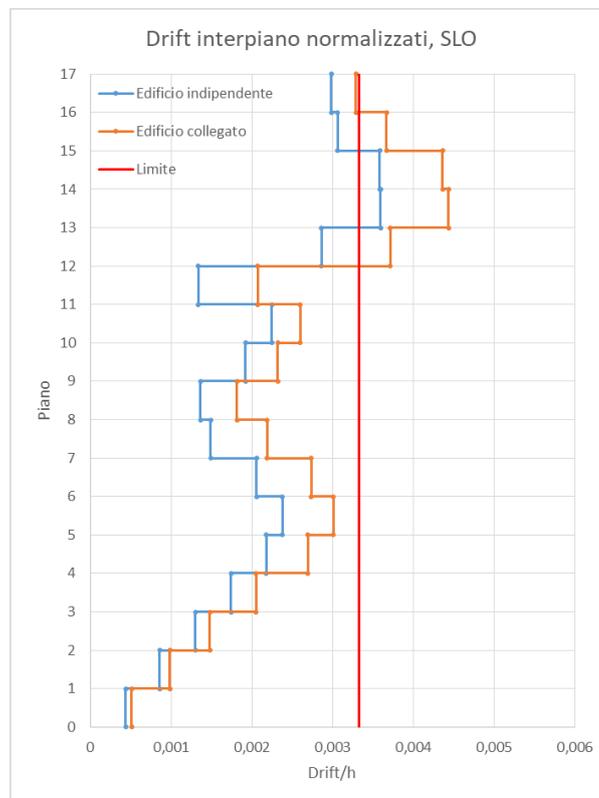


Figura 62 Massimi spostamenti relativi di piano (SLO) per l'Edificio A

### 6.2.4 Variazione drift

Nei seguenti diagrammi, viene riportata la variazione tra gli spostamenti di interpiano riferiti alla struttura collegata (D2) e riferiti alla struttura singola (D1). Eseguendo il rapporto tra quest'ultimi, si nota che per tutti i livelli della struttura, esso risulta maggiore di uno, ovvero drift maggiori nel caso di struttura collegata.

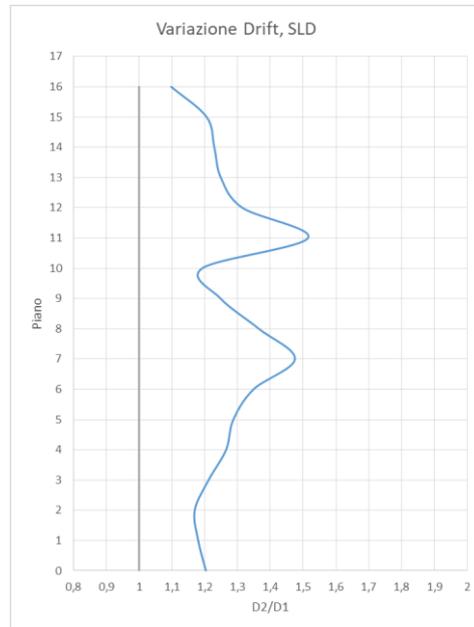


Figura 63 Variazione drift interpiano (SLD), Edificio A

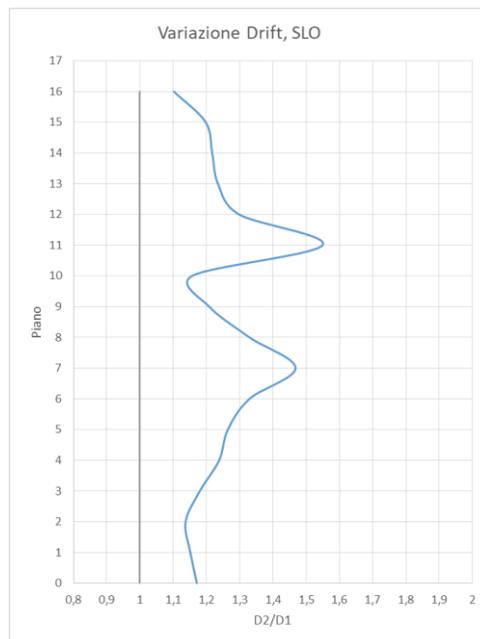


Figura 64 Variazione drift interpiano (SLO), Edificio A

## 6.2.5 Verifiche di resistenza

### Verifiche pressoflessione

Edificio indipendente

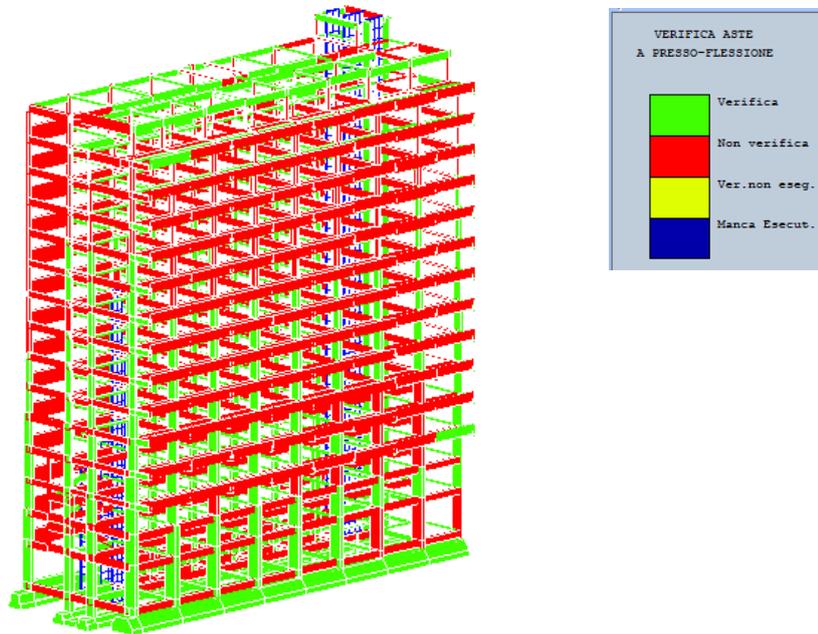


Figura 65 Colormap verifiche elementi a pressoflessione, Edificio A

Edificio collegato

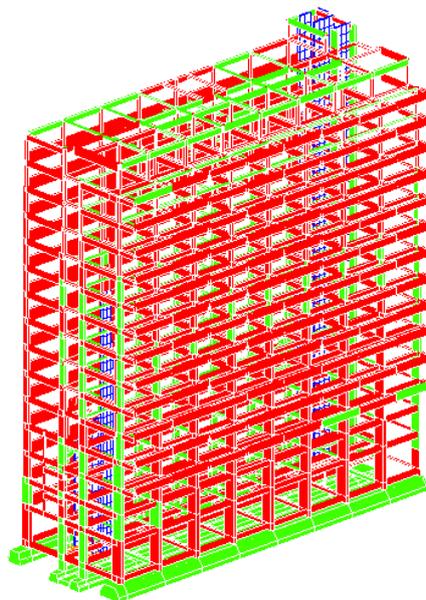


Figura 66 Colormap verifiche elementi a pressoflessione, Edificio A appartenente al Modello globale

## Verifiche a taglio

### Edificio indipendente

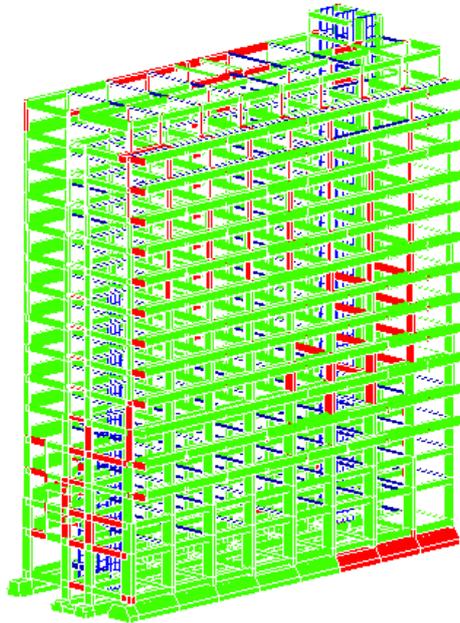


Figura 67 Colormap verifiche elementi a taglio, Edificio A

### Edificio collegato

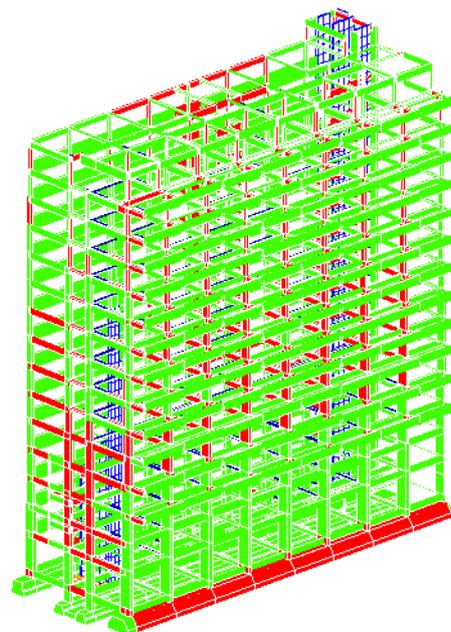


Figura 68 Colormap verifiche elementi a taglio, Edificio A appartenente al Modello globale

## Percentuale elementi strutturali non verificati

Dalle colormap delle verifiche sopra riportate, e dai grafici di seguito esposti, si può notare un aumento della percentuale degli elementi strutturali che non soddisfano le verifiche di resistenza, nel caso di edificio interagente all'interno dell'organismo strutturale globale.

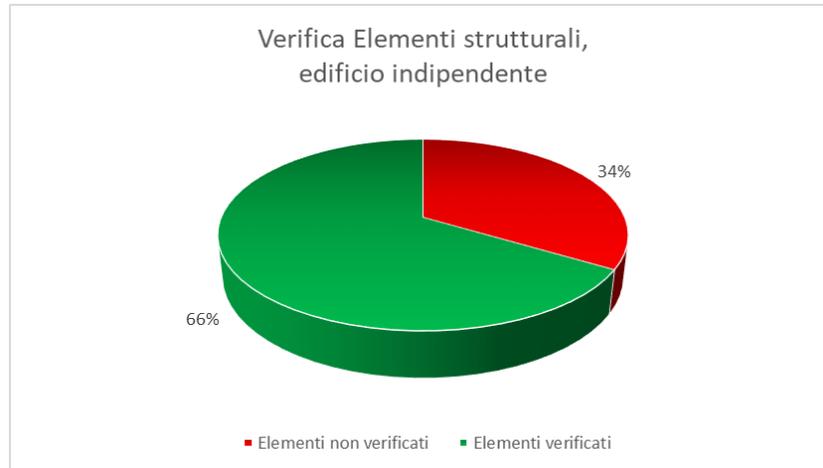


Figura 69 Percentuale elementi non verificati, per l'Edificio A considerato indipendente

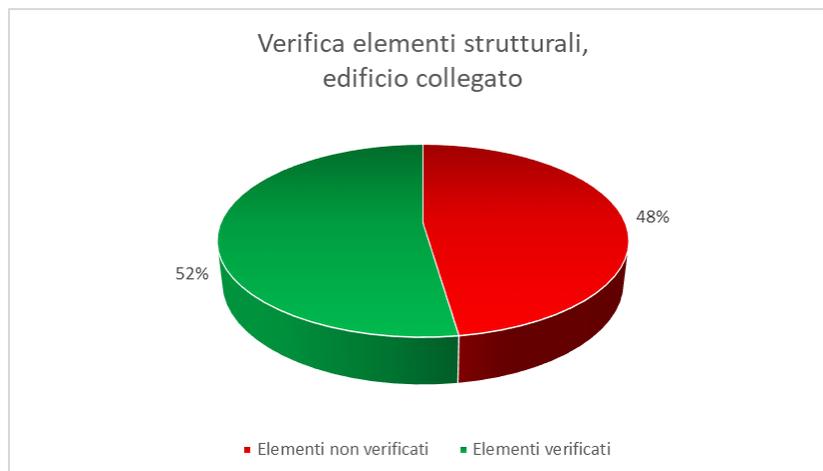


Figura 70 Percentuale elementi non verificati, per l'Edificio A considerato collegato all'interno del modello globale

## 6.3 Edificio B

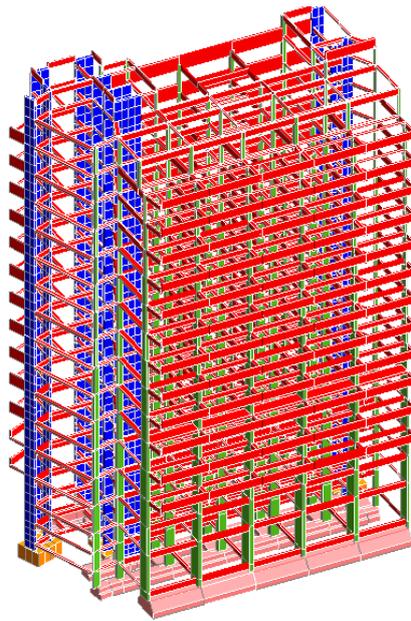


Figura 71 Modello Edificio B

Si riportano i risultati dell'analisi dinamica nodale con impalcati deformabili. Nella tabella seguente sono riportati i modi di vibrazione della struttura, affinché si raggiungesse una massa partecipante superiore all'85% nelle due direzioni ortogonali. Vengono anche riportate le prime 3 forme modale del corpo in analisi. Il primo modo di vibrare risulta traslazionale in direzione y, il secondo torsionale, e il terzo modo risulta traslazionale in direzione x.

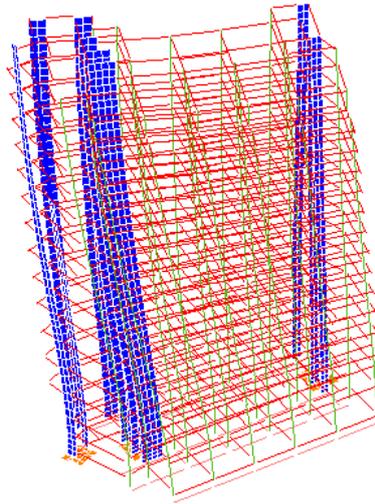
### 6.3.1 Modi di vibrare

Edificio B						
Modo	Pulsazione [rad/sec]	Periodo [sec]	Mx [%]	My [%]	Sum Mx	Sum My
1	1,858	3,382	1,5	49,8	1,5	49,8
2	2,077	3,025	12,2	16,8	13,7	66,6
3	3,093	2,031	52,2	7,5	65,9	74,0
4	4,638	1,355	1,1	0,3	67,0	74,3
5	5,421	1,159	0,0	2,3	67,0	76,7
6	5,784	1,086	2,7	0,2	69,7	76,9
7	6,001	1,047	0,3	4,8	70,0	81,7
8	6,643	0,946	1,5	0,2	71,5	81,9
9	7,362	0,853	2,5	0,2	74,1	82,1
10	9,013	0,697	0,5	0,0	74,6	82,2
11	10,795	0,582	7,3	1,1	81,9	83,3
12	10,997	0,571	0,4	0,6	82,4	83,9
13	11,065	0,568	0,0	0,3	82,4	84,2

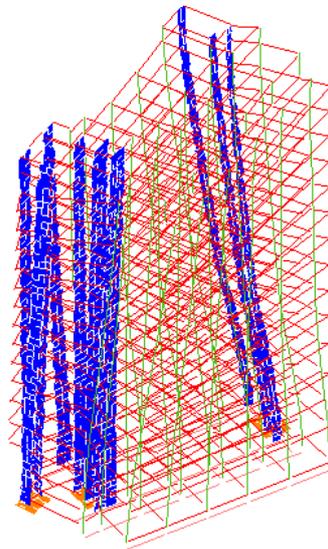
*Capitolo 6 – Analisi dinamica e confronto risultati*

<b>14</b>	11,544	0,544	0,6	0,2	83,0	84,4
<b>15</b>	12,542	0,501	0,4	0,0	83,4	84,4
<b>16</b>	16,678	0,377	0,2	0,9	83,5	85,3
<b>17</b>	17,003	0,370	0,4	0,5	83,9	85,8
<b>18</b>	17,045	0,369	0,1	0,1	84,1	85,9
<b>19</b>	18,858	0,333	1,7	0,2	85,8	86,1

*Tabella 20 Modi di vibrare edificio B*



*Figura 72 Primo modo di vibrare, Edificio B*



*Figura 73 Secondo modo di vibrare, Edificio B*

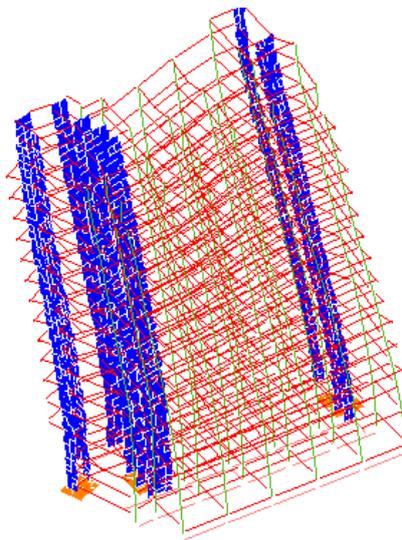


Figura 74 Terzo modo di vibrare, edificio B

### 6.3.2 Taglio alla base

I tagli alla base calcolati con riferimento all' edificio B, denotano l'insorgere, all'interno del modello globale di modi torsionali rilevanti. Infatti si nota un aumento della forza agente in una, e una riduzione nell'altra direzione.

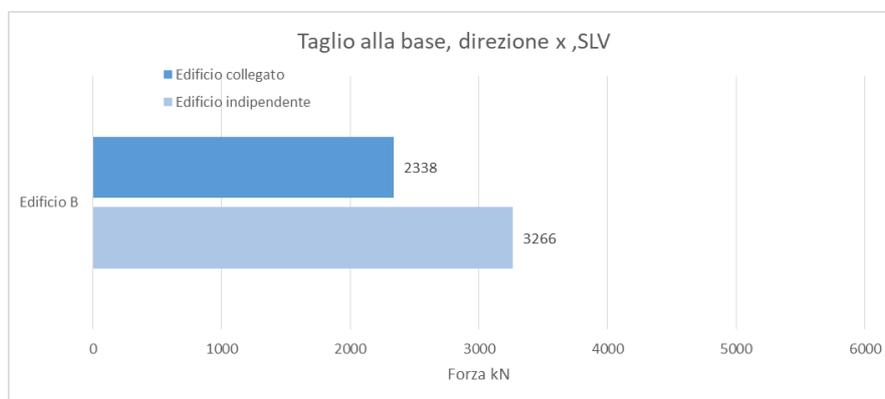


Figura 75 Taglio alla base direzione X, SLV

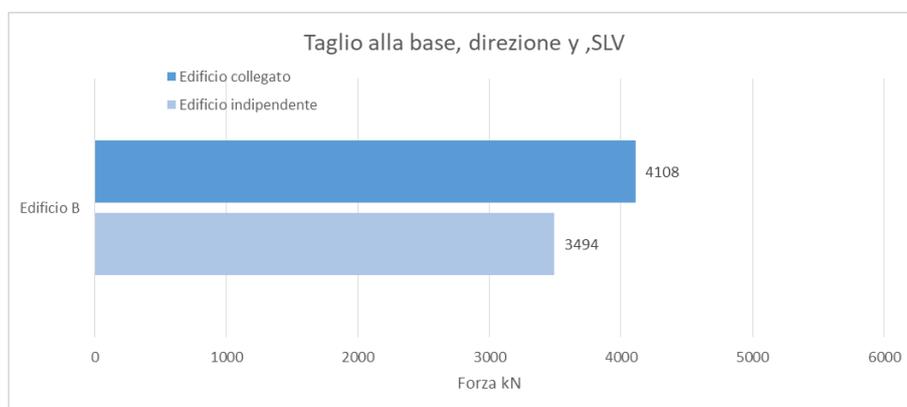


Figura 76 Taglio alla base direzione Y, SLV

### 6.3.3 Spostamenti di piano relativi

Anche nel caso dell'edificio B, si nota un incremento degli spostamenti di piano relativi, rimanendo in ogni caso all'interno del limite prescritto dalla normativa, sia allo SLD che allo SLO.

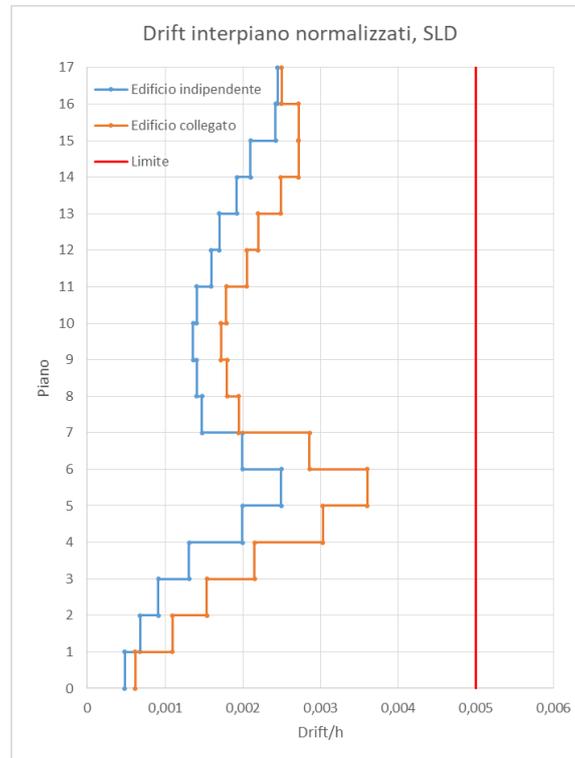


Figura 77 Massimi spostamenti relativi di piano (SLD) per l'Edificio B

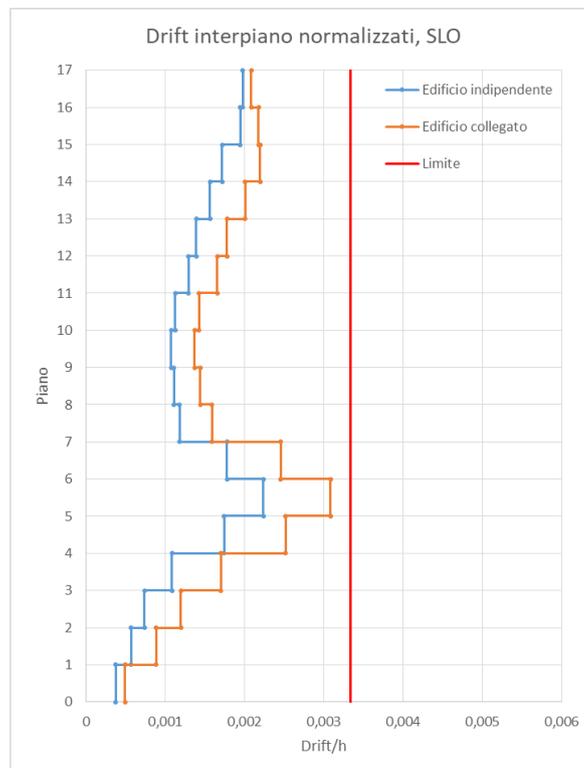


Figura 78 Massimi spostamenti relativi di piano (SLO) per l'Edificio B

### 6.3.4 Variazione drift

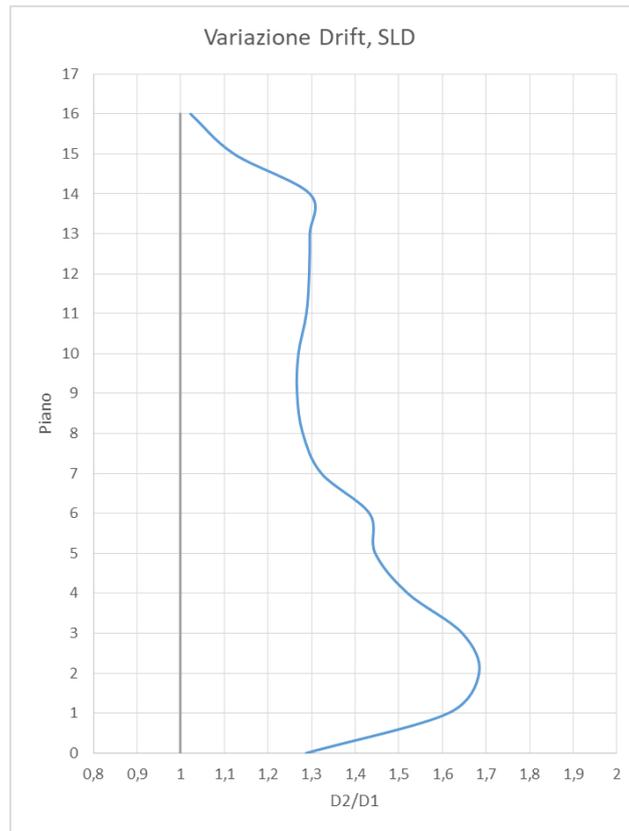


Figura 79 Variazione drift interpiano (SLD), Edificio B

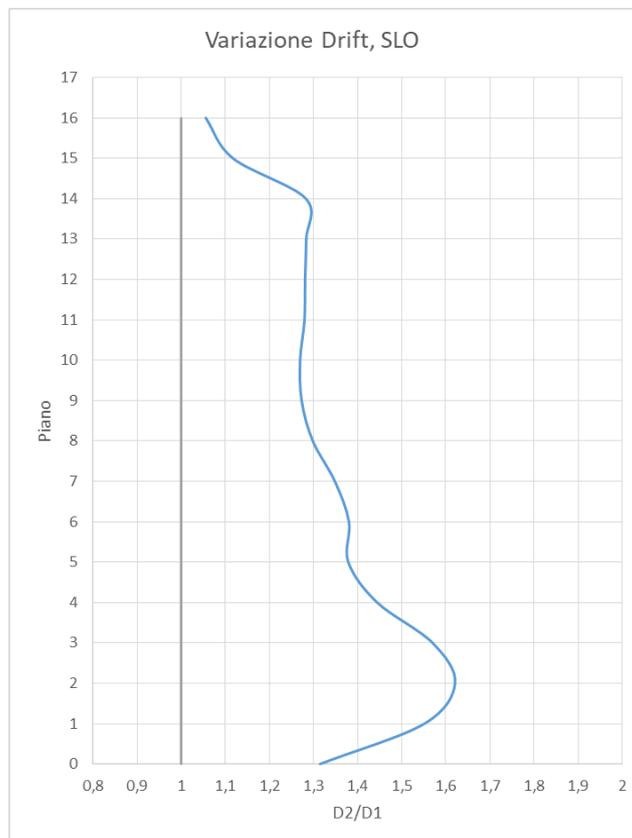


Figura 80 Variazione drift interpiano (SLO), Edificio B

### 6.3.5 Verifiche di resistenza

#### Verifiche presso flessione

Edificio indipendente



Figura 81 Colormap verifiche elementi a pressoflessione, Edificio B

Edificio collegato

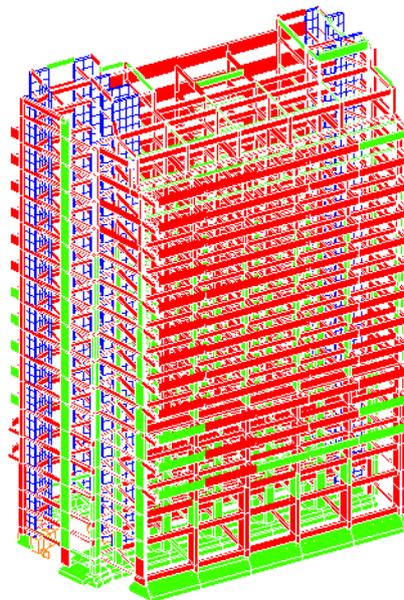


Figura 82 Colormap verifiche elementi a pressoflessione, Edificio B appartenente al Modello globale

## Verifica a taglio

### Edificio indipendente

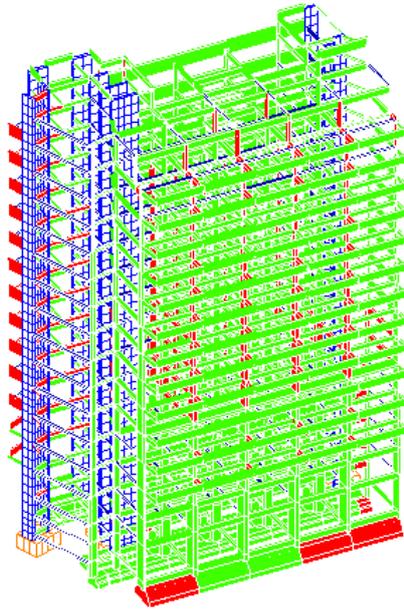


Figura 83 Colormap verifiche elementi a taglio, Edificio B

### Edificio collegato

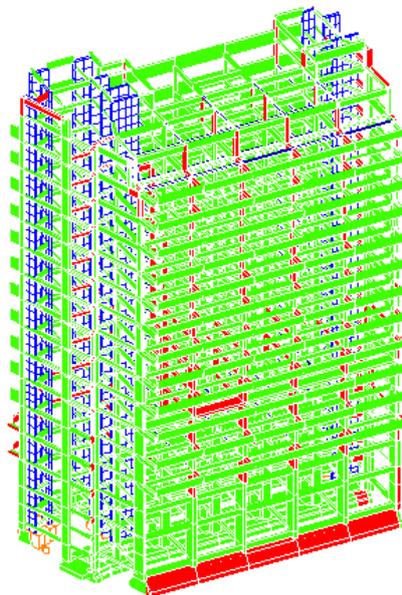


Figura 84 Colormap verifiche elementi a taglio, Edificio B appartenente al Modello globale

## Percentuale elementi strutturali non verificati

Anche in questo caso si nota un incremento degli elementi strutturali che non soddisfano le verifiche di resistenza, adottando un modello globale che tiene conto dell'interazione tra gli edifici.

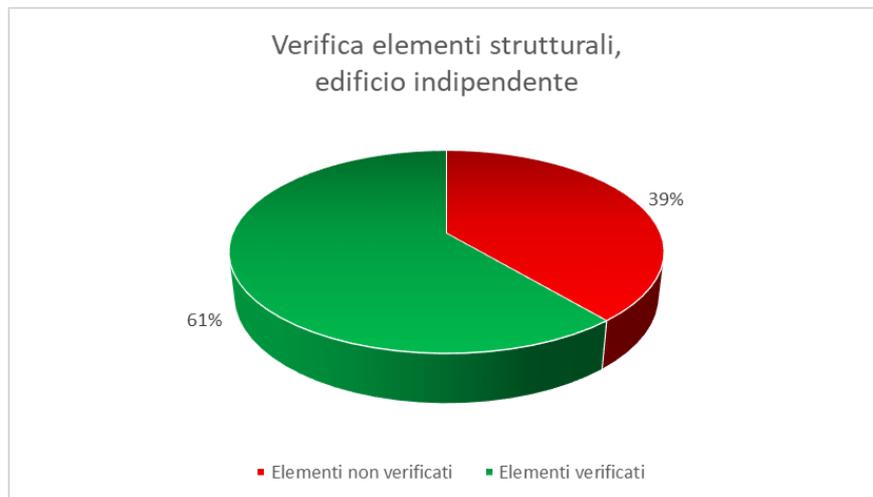


Figura 85 Percentuale elementi non verificati, per l'Edificio B considerato indipendente

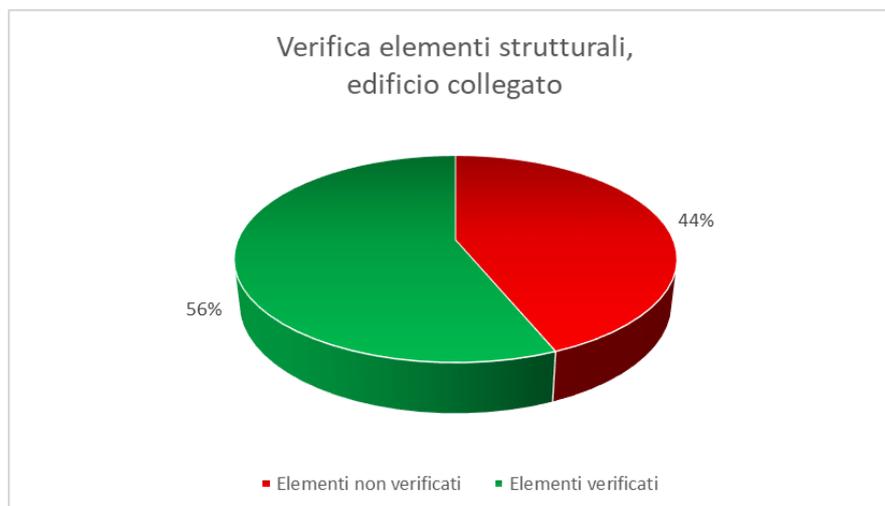


Figura 86 Percentuale elementi non verificati, per l'Edificio B considerato collegato all'interno del modello globale

## 6.4 Edificio C

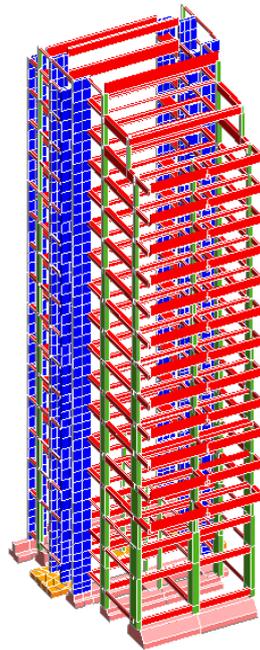


Figura 87 Modello Edificio C

Si riportano i risultati dell'analisi dinamica nodale con impalcati deformabili. Nella tabella seguente sono riportati i modi di vibrazione della struttura, affinché si raggiungesse una massa partecipante superiore all'85% nelle due direzioni ortogonali. Vengono anche riportate le prime 3 forme modale del corpo in analisi. Il primo modo di vibrare risulta traslazionale in direzione x, il secondo traslazionale in direzione y, e il terzo risulta torsionale.

### 6.4.1 Modi di vibrare

Edificio C						
Modo	Pulsazione [rad/sec]	Periodo [sec]	Mx [%]	My [%]	Sum Mx	Sum My
1	1,289	4,874	53,1	6,7	53,1	6,7
2	2,165	2,902	9,3	71,2	62,4	77,9
3	2,227	2,821	4,8	1,0	67,2	78,9
4	5,106	1,231	0,9	0,1	68,1	78,9
5	5,693	1,104	11,6	1,5	79,7	80,4
6	6,437	0,976	0,9	7,6	80,6	88,0
7	6,745	0,932	2,0	0,2	82,6	88,2
8	8,164	0,770	0,3	0,0	82,9	88,3
9	9,106	0,690	0,4	0,0	83,2	88,3
10	10,213	0,615	1,9	0,2	85,2	88,6

Tabella 21 Modi di vibrare edificio C

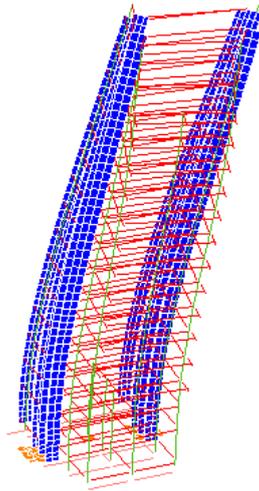


Figura 88 Primo modo di vibrare, Edificio C

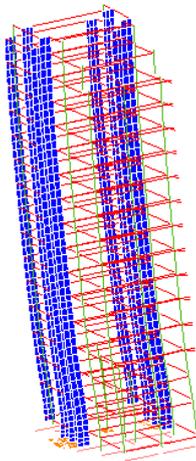


Figura 89 Secondo modo di vibrare, Edificio C

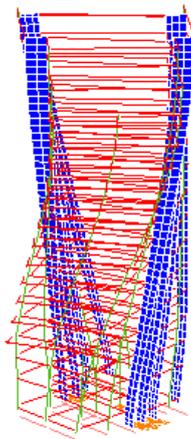


Figura 90 Terzo modo di vibrare, Edificio C

### 6.4.2 Taglio alla base

Anche nel caso dell'edificio C, la variazione del taglio alla base, tra modello indipendente e modello globale, denota la presenza di modi di vibrare torsionali.

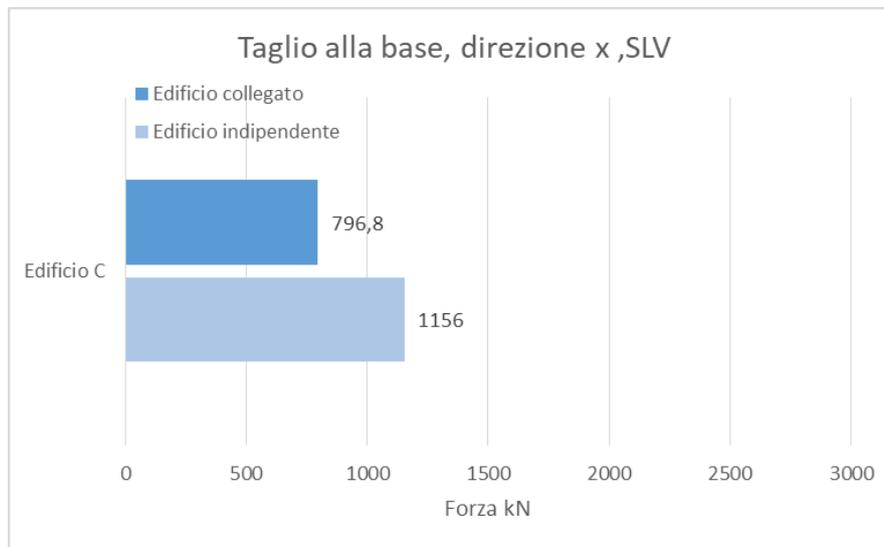


Figura 91 Taglio alla base direzione X, SLV

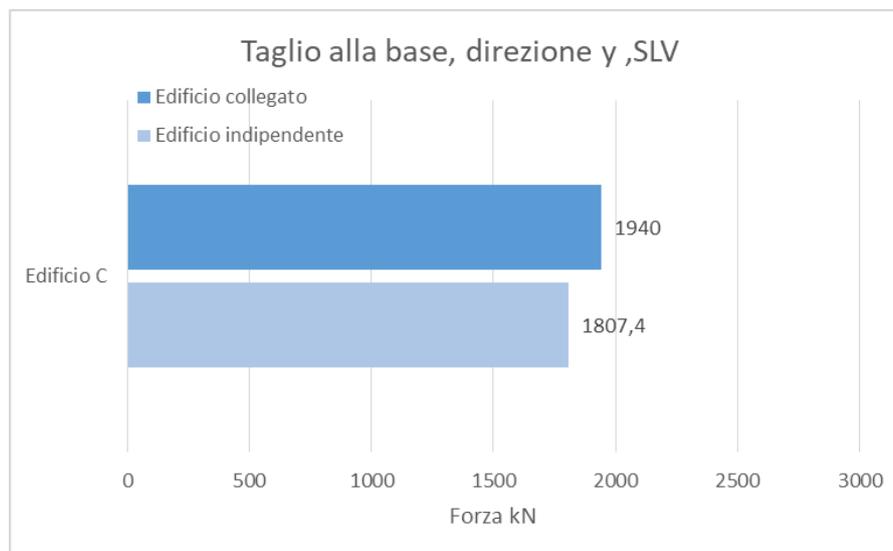


Figura 92 Taglio alla base direzione Y, SLV

### 6.4.3 Spostamenti di piano relativi

L'incremento dei drift di piano normalizzati, comporta sia allo SLD che allo SLO, la non verifica in alcuni punti dell'edificio.

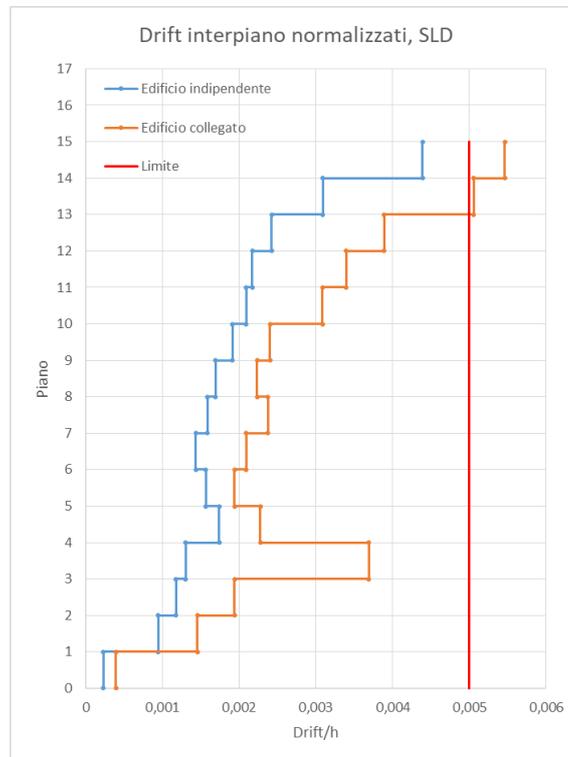


Figura 93 Massimi spostamenti relativi di piano (SLD) per l'Edificio C

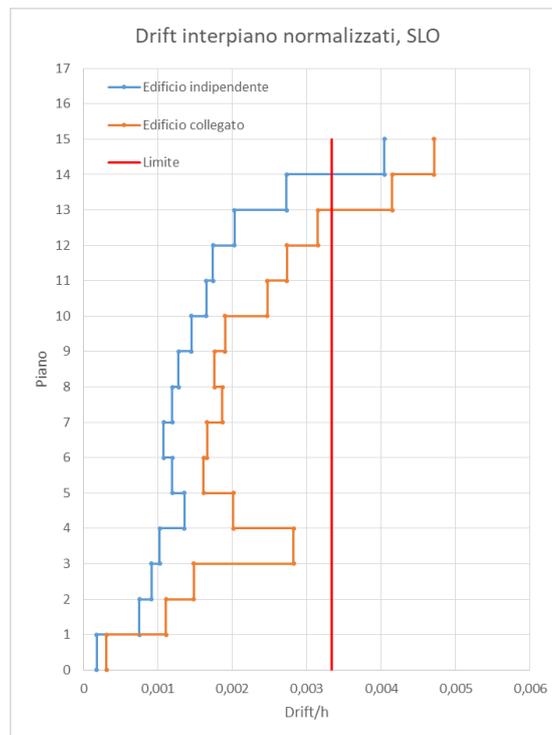


Figura 94 Massimi spostamenti relativi di piano (SLO) per l'Edificio C

### 6.4.4 Variazione dei drift

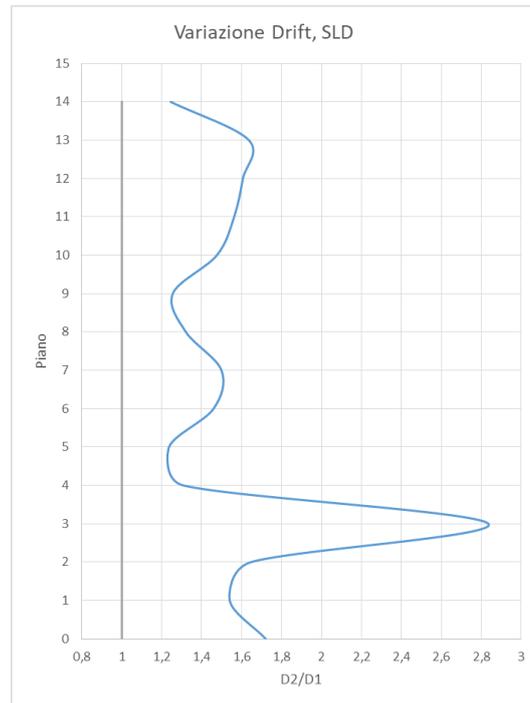


Figura 95 Variazione drift interpiano (SLD), Edificio C

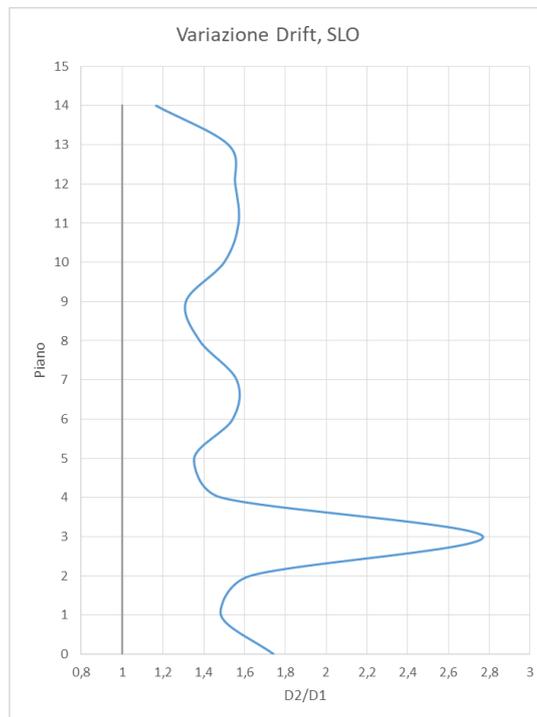


Figura 96 Variazione drift interpiano (SLO), Edificio C

## 6.4.5 Verifiche di resistenza

### Verifica presso flessione

Edificio indipendente

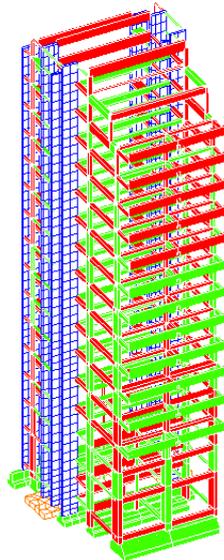


Figura 97 Colormap verifiche elementi a pressoflessione, Edificio C

Edificio collegato



Figura 98 Colormap verifiche elementi a pressoflessione, Edificio C appartenente al Modello globale

## Verifica a taglio

### Edificio indipendente

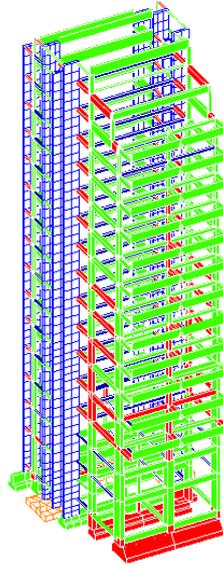


Figura 99 Colormap verifiche elementi a taglio, Edificio C

### Edificio collegato

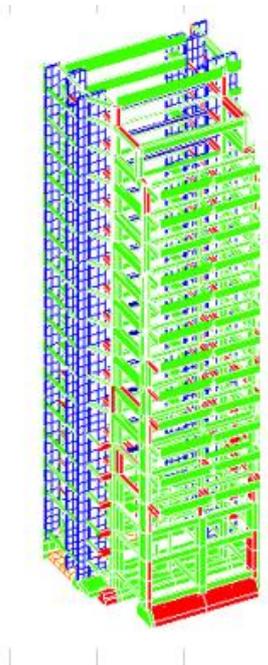


Figura 100 Colormap verifiche elementi a taglio, Edificio C appartenente al Modello globale

## Percentuale di elementi strutturali non verificati

L'aumento degli elementi non verificati considerando l'edificio collegato agli altri edifici adiacenti è notevole, si supera il 50% degli elementi totali.

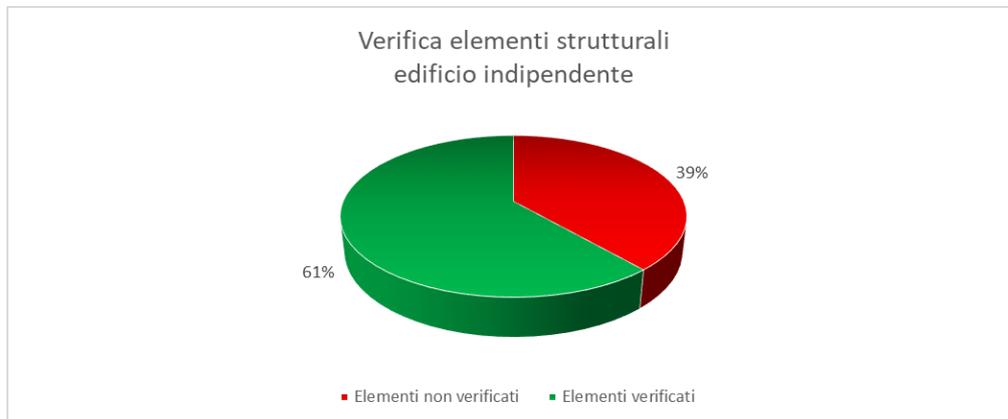


Figura 101 Percentuale elementi non verificati, per l'Edificio C considerato indipendente

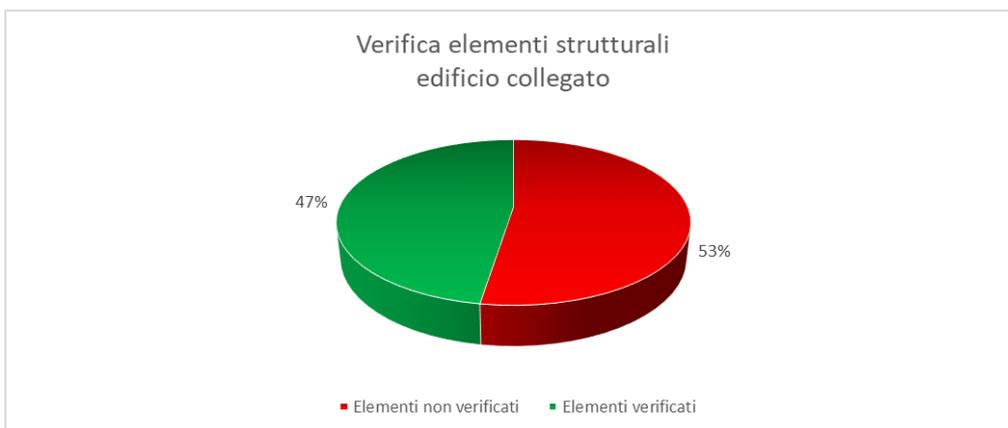


Figura 102 Percentuale elementi non verificati, per l'Edificio C considerato collegato all'interno del modello globale

## 6.5 Edificio D

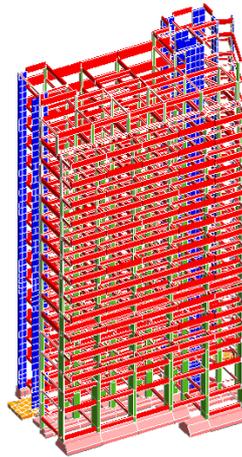


Figura 103 Modello Edificio D

Si riportano i risultati dell'analisi dinamica nodale con impalcati deformabili. Nella tabella seguente sono riportati i modi di vibrazione della struttura, affinché si raggiungesse una massa partecipante superiore all'85% nelle due direzioni ortogonali. Vengono anche riportate le prime 3 forme modale del corpo in analisi. Il primo modo risulta traslazionale in y, il secondo in x, e il terzo risulta torsionale.

### 6.5.1 Modi di vibrare

Modo	Pulsazione [rad/sec]	Edificio D				
		Periodo [sec]	Mx [%]	My [%]	Sum Mx	Sum My
1	1,777	3,536	11,3	37,2	11,3	37,2
2	2,064	3,044	0,0	31,2	11,3	68,5
3	3,046	2,063	54,6	5,7	66,0	74,2
4	4,601	1,366	1,2	0,0	67,2	74,2
5	5,334	1,178	1,5	1,8	68,6	76,0
6	5,735	1,096	1,0	0,8	69,6	76,7
7	5,877	1,069	0,1	4,9	69,7	81,6
8	6,588	0,954	2,0	0,0	71,7	81,7
9	7,331	0,857	2,3	0,4	74,0	82,0
10	8,761	0,717	0,1	0,0	74,1	82,1
11	8,974	0,700	0,5	0,1	74,6	82,1
12	10,445	0,602	6,7	1,2	81,3	83,3
13	10,879	0,578	0,7	1,8	82,0	85,1
14	11,044	0,569	0,6	0,2	82,6	85,2
15	11,39	0,552	0,4	0,6	83,0	85,8
16	12,481	0,503	0,3	0,1	83,4	85,8
17	15,862	0,396	0,2	0,2	83,6	86,0
18	16,032	0,392	0,8	0,7	84,4	86,8
19	17,839	0,352	0,3	0,0	84,6	86,8
20	18,474	0,340	0,6	0,3	85,2	87,0

Tabella 22 Modi di vibrare edificio D

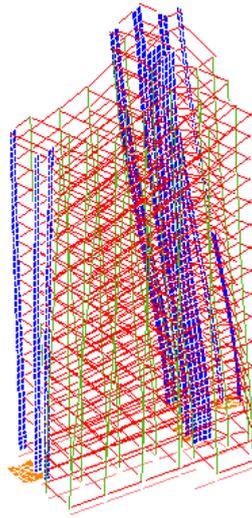


Figura 104 Primo modo di vibrare, Edificio D

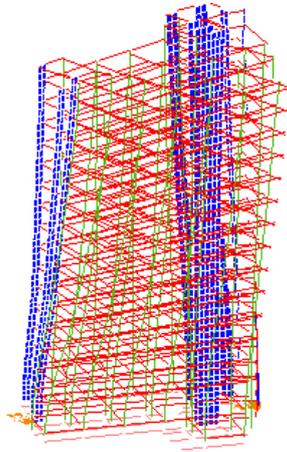


Figura 105 Secondo modo di vibrare, Edificio D

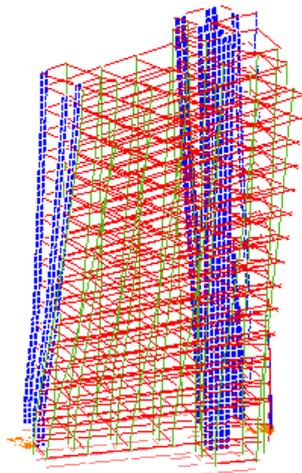


Figura 106 Terzo modo di vibrare, Edificio D

## 6.5.2 Taglio alla base

Come osservato negli altri edifici, il taglio agente alla base dell'edificio D, varia considerando l'edificio collegato, in particolare si ha un netto aumento della forza in direzione y, e un leggero decremento nella direzione x.

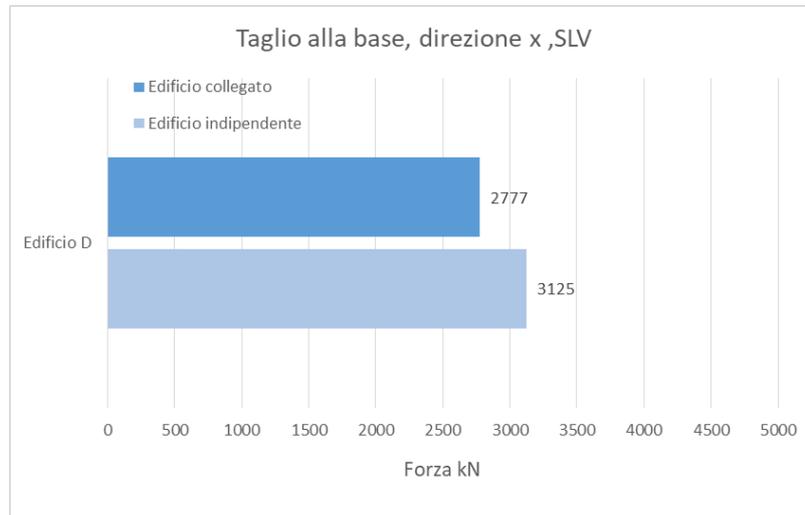


Figura 107 Taglio alla base direzione X, SLV

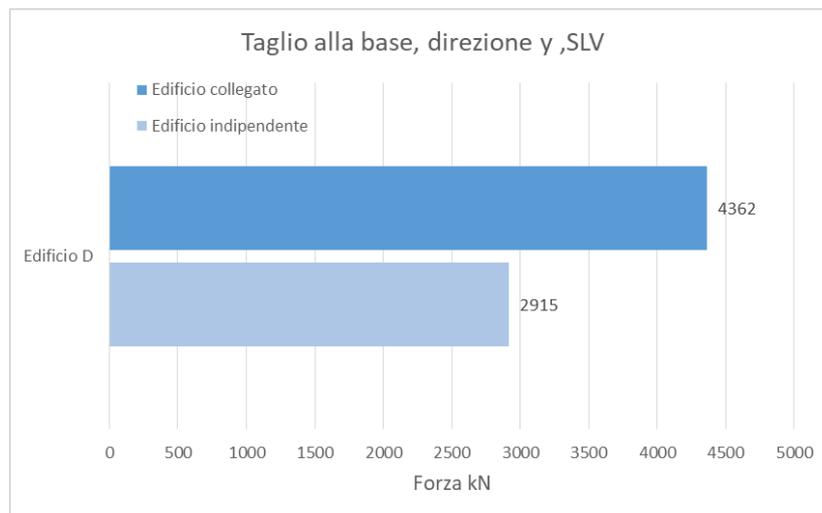


Figura 108 Taglio alla base direzione Y, SLV

### 6.5.3 Spostamenti di piano relativi

I drift di piano aumentano anche nel caso dell'edificio D, ma non comportano sia allo SLD che allo SLO, il superamento del limite prescritto dalla normativa-

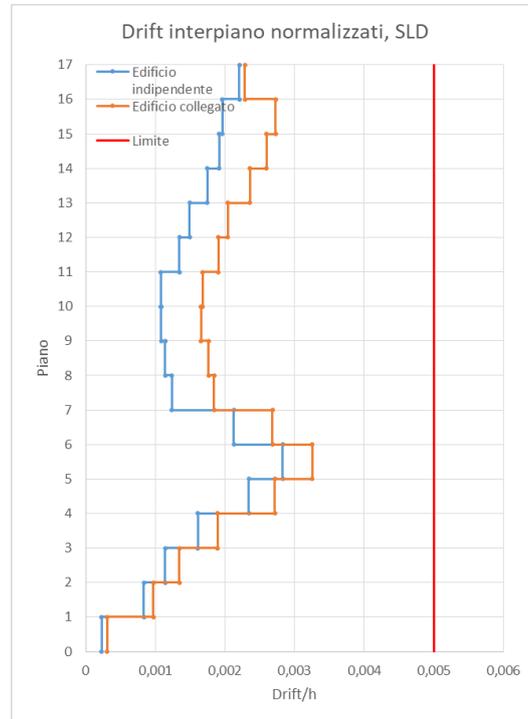


Figura 109 Massimi spostamenti relativi di piano (SLD) per l'Edificio D

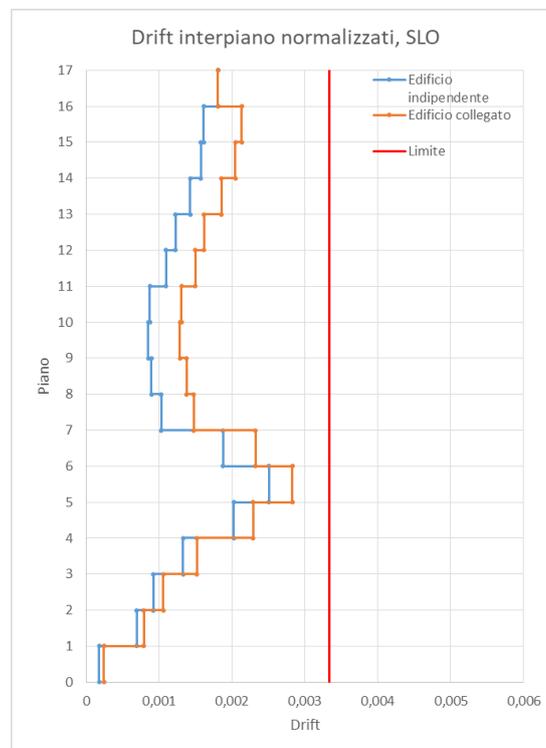


Figura 110 Massimi spostamenti relativi di piano (SLO) per l'Edificio D

### 6.5.4 Variazione drift

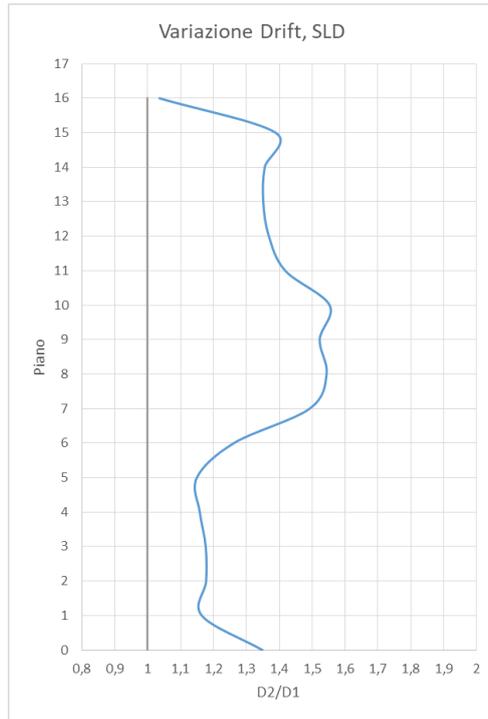


Figura 111 Variazione drift interpiano (SLD), Edificio D

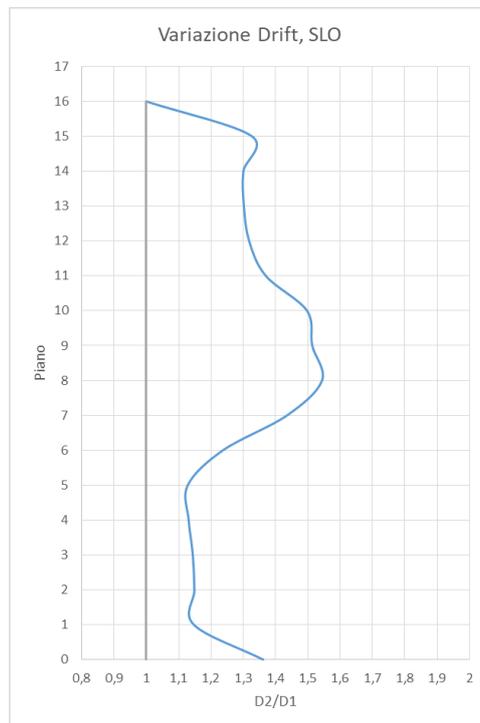


Figura 112 Variazione drift interpiano (SLO), Edificio D

## 6.5.5 Verifiche di resistenza

### Verifica pressoflessione

#### Edificio indipendente

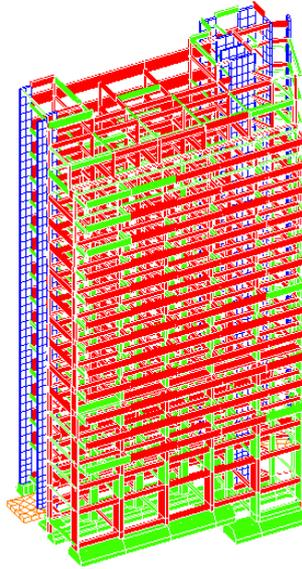


Figura 113 Colormap verifiche elementi a pressoflessione, Edificio D

#### Edificio collegato

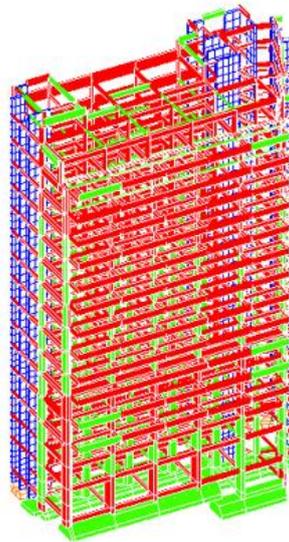


Figura 114 Colormap verifiche elementi a pressoflessione, Edificio D appartenente al Modello globale

## Verifica a taglio

### Edificio indipendente



Figura 115 Colormap verifiche elementi a taglio, Edificio D

### Edificio collegato



Figura 116 Colormap verifiche elementi a taglio, Edificio D appartenente al Modello globale

## Percentuale elementi strutturali non verificati

La percentuale degli elementi strutturali non verificati aumenta, considerando l'edificio D interagente con gli edifici ad esso adiacenti.

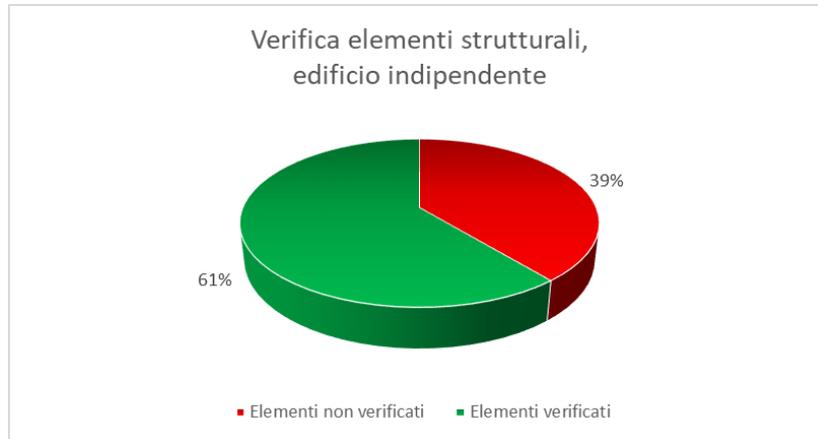


Figura 117 Percentuale elementi non verificati, per l'Edificio D considerato indipendente

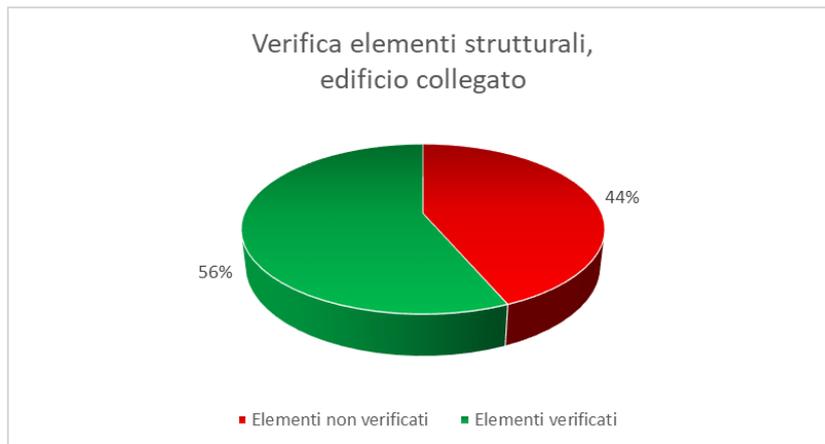


Figura 118 Percentuale elementi non verificati, per l'Edificio C considerato collegato all'interno del modello globale

## 6.6 Edificio E



Figura 119 Modello Edificio E

Si riportano i risultati dell'analisi dinamica nodale con impalcati deformabili. Nella tabella seguente sono riportati i modi di vibrazione della struttura, affinché si raggiungesse una massa partecipante superiore all'85% nelle due direzioni ortogonali. Vengono anche riportate le prime 3 forme modale del corpo in analisi. Il primo modo di vibrare risulta traslazionale in direzione y, il secondo torsionale, e il terzo modo risulta traslazionale in direzione x.

### 6.6.1 Modi di vibrare

Edificio E						
Modo	Pulsazione [rad/sec]	Periodo [sec]	Mx [%]	My [%]	Sum Mx	Sum My
1	1,707	3,681	18,7	41,5	18,7	41,5
2	2,348	2,676	19,1	1,5	37,8	43,0
3	3,086	2,036	30,2	26,1	68,0	69,1
4	3,992	1,574	0,1	0,9	68,0	70,0
5	5,073	1,239	1,5	1,8	69,5	71,8
6	5,25	1,197	2,3	3,6	71,9	75,4
7	5,748	1,093	0,6	0,3	72,5	75,7
8	6,01	1,045	1,6	0,4	74,1	76,1
9	6,306	0,996	3,1	2,5	77,1	78,5
10	7,254	0,866	0,5	0,4	77,6	78,9
11	7,744	0,811	0,0	0,2	77,7	79,1
12	8,041	0,781	0,8	0,1	78,5	79,2
13	8,963	0,701	0,4	0,2	78,8	79,3
14	9,426	0,667	0,1	0,5	78,9	79,9
15	9,662	0,650	0,7	1,2	79,6	81,1
16	10,78	0,583	0,5	0,1	80,1	81,1
17	10,907	0,576	2,7	3,1	82,8	84,3
18	11,325	0,555	1,5	0,0	84,3	84,3
19	12,831	0,490	0,2	0,2	84,5	84,5

<b>20</b>	13,655	0,460	0,2	0,1	84,7	84,6
<b>21</b>	13,731	0,458	0,4	0,7	85,1	85,3

Tabella 23 Modi di vibrare edificio E

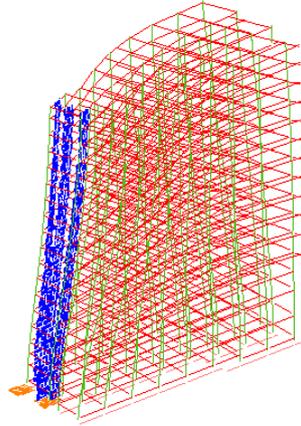


Figura 120 Primo modo di vibrare, Edificio E

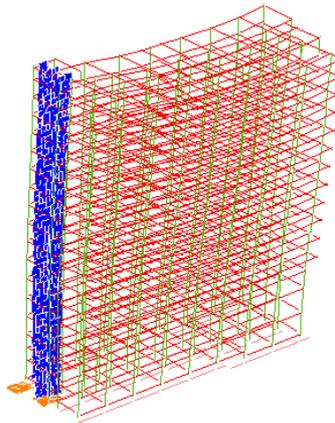


Figura 121 Secondo modo di vibrare, Edificio E

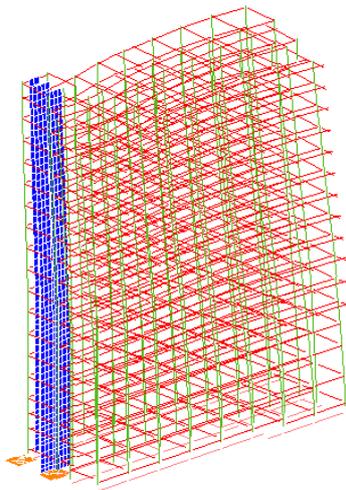


Figura 122 Terzo modo di vibrare, Edificio E

### 6.6.2 Taglio alla base

Analogamente a quanto osservato per altri edifici, anche considerando l'edificio E interagente con gli edifici adiacenti, si ha un aumento della forza alla base in direzione y. Il comportamento descritto dai seguenti grafici denota un aumento dei modi torsionali a cui è soggetto l'edificio all'interno del modello rappresentante l'intero organismo strutturale.

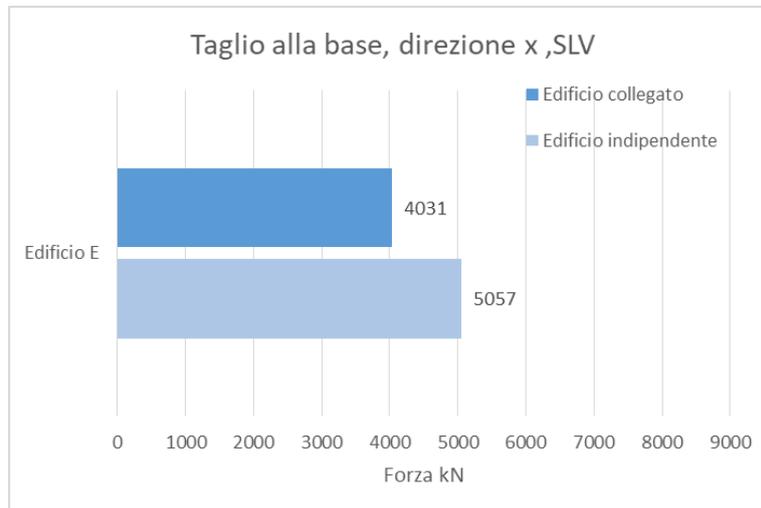


Figura 123 Taglio alla base direzione X, SLV

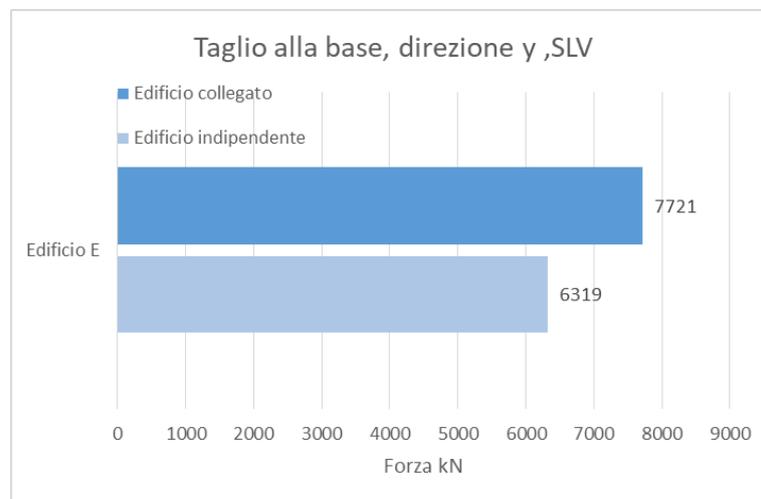


Figura 124 Taglio alla base direzione Y, SLV

### 6.6.3 Spostamenti di piano relativi

Dai seguenti diagrammi si può notare l'incremento degli spostamenti di interpiano nel caso di edificio collegato. Tale incremento comporta il superamento del limite previsto allo SLO.

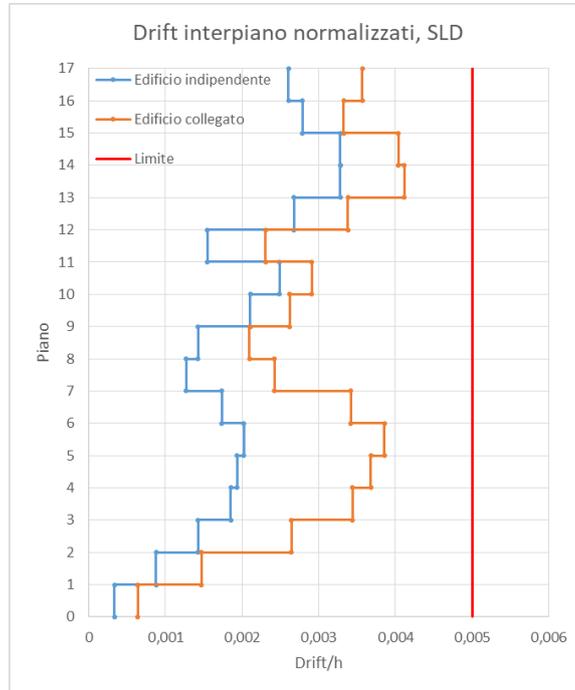


Figura 125 Massimi spostamenti relativi di piano (SLD) per l'Edificio E

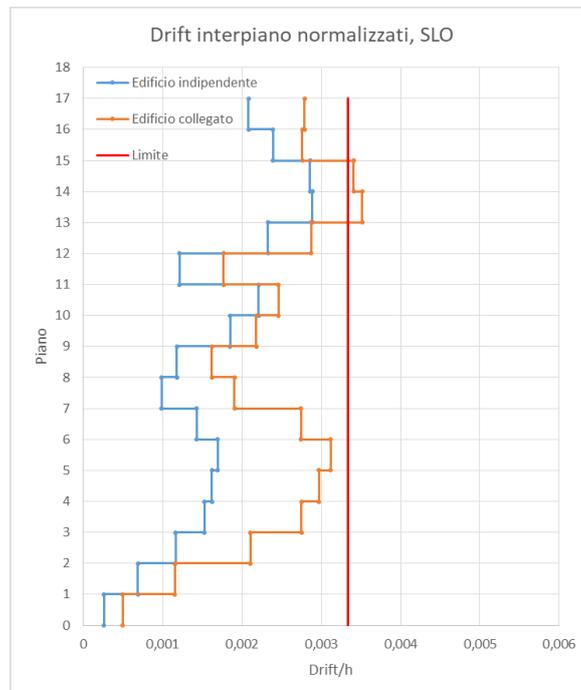


Figura 126 Massimi spostamenti relativi di piano (SLO) per l'Edificio E

### 6.6.4 Variazioni drift

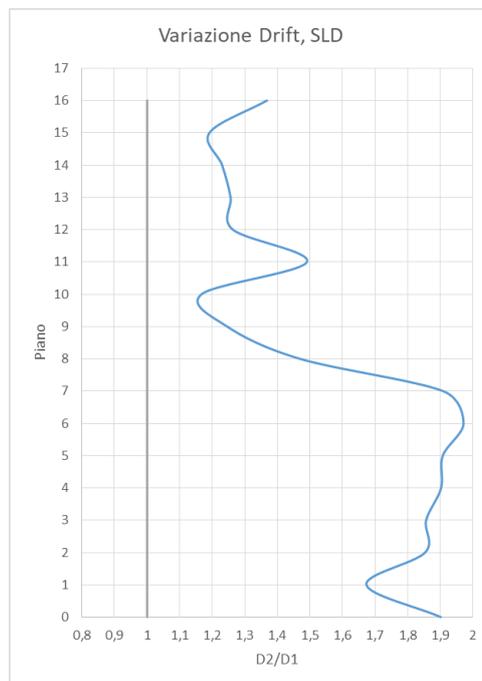


Figura 127 Variazione drift interpiano (SLD), Edificio E

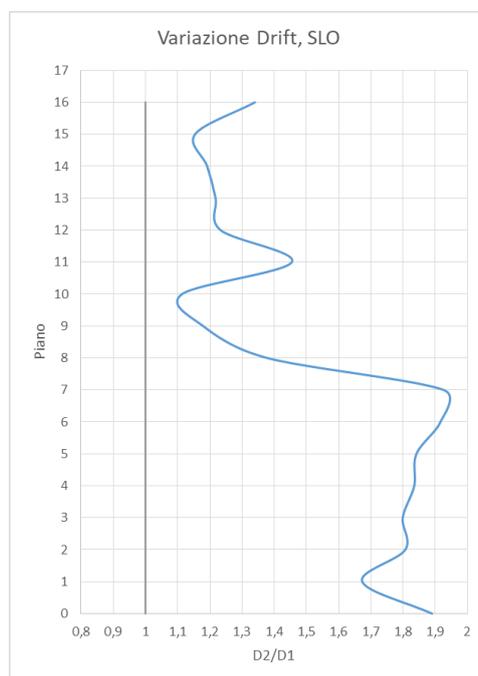


Figura 128 Variazione drift interpiano (SLO), Edificio E

## 6.6.5 Verifiche di resistenza

### Verifica pressoflessione

#### Edificio indipendente

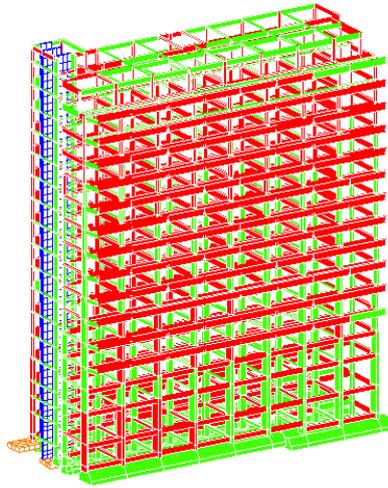


Figura 129 Colormap verifiche elementi a pressoflessione, Edificio E

#### Edificio collegato

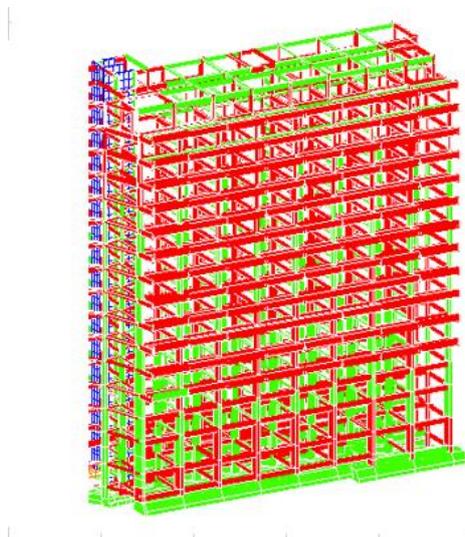


Figura 130 Colormap verifiche elementi a pressoflessione, Edificio E appartenente al Modello globale

## Verifica a taglio

### Edificio indipendente

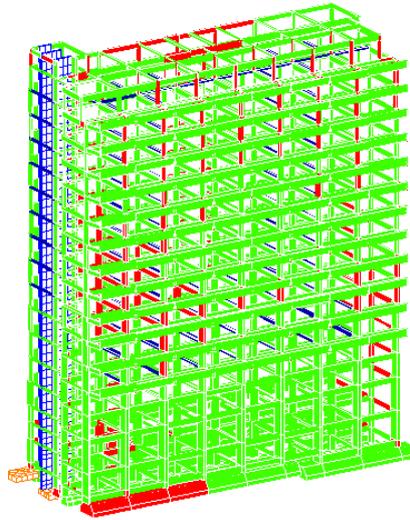


Figura 131 Colormap verifiche elementi a taglio, Edificio E

### Edificio collegato

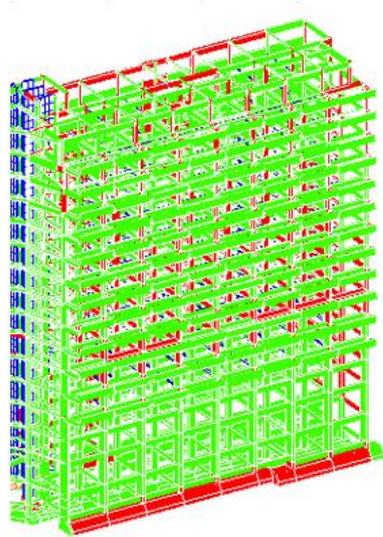


Figura 132 Colormap verifiche elementi a taglio, Edificio E appartenente al Modello globale

## Percentuale elementi strutturali non verificati

Analogamente a quanto osservato per gli altri edifici appartenenti all'organismo strutturale, anche nel caso di edificio E, si può notare un incremento della percentuale di elementi strutturali non verificati se si prendono in conto le interazioni tra edifici adiacenti.

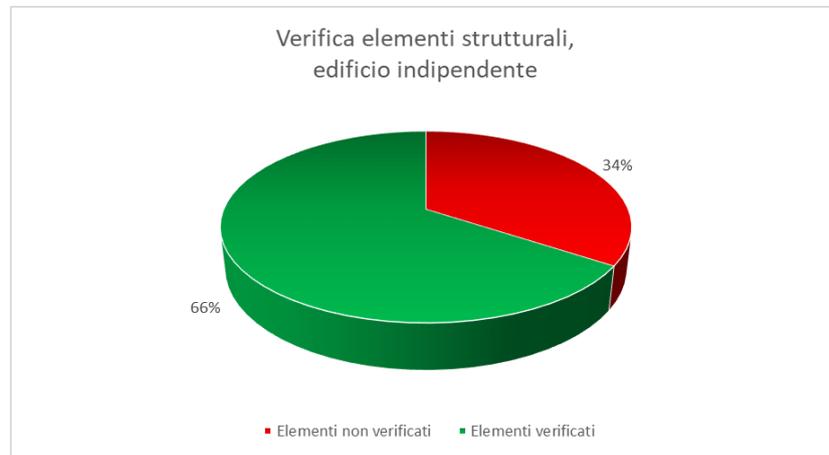


Figura 133 Percentuale elementi non verificati, per l'Edificio E considerato indipendente

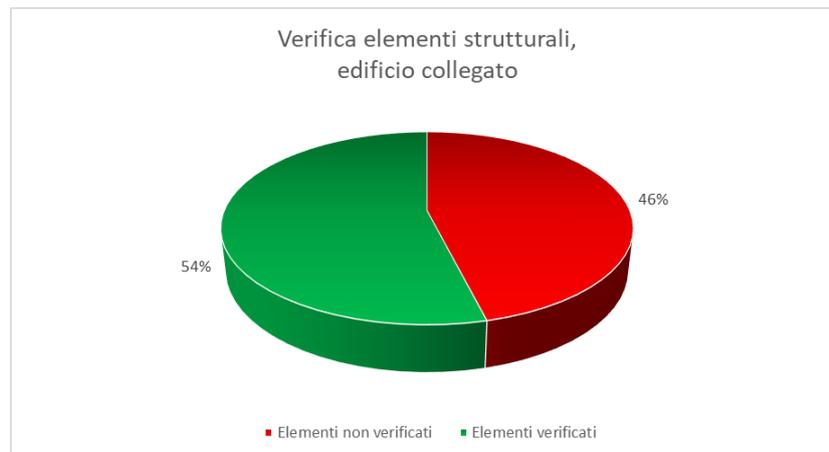


Figura 134 Percentuale elementi non verificati, per l'Edificio E considerato collegato all'interno del modello globale

# Conclusioni

Il comportamento dinamico di strutture adiacenti soggette ad azione sismica viene spesso modellato considerando le strutture indipendenti tra loro.

In realtà occorrerebbe considerare un sistema dinamico accoppiato e modellare esplicitamente l'interazione tra le diverse strutture.

In questo lavoro di tesi si è cercato di definire un modello di calcolo più vicino alla realtà, ai fini di una valutazione della vulnerabilità sismica di edifici adiacenti.

L'idea è stata quella di collegare gli edifici adiacenti in corrispondenza dei punti di contatto in modo da simulare l'interazione tra le strutture che è lecito attendersi, in particolare a fronte di un evento sismico.

Si è dimostrato inizialmente, con riferimento a due telai piani adiacenti modellati come shear-type, che considerando un sistema accoppiato si ha una variazione delle caratteristiche dinamiche delle strutture stesse. Tale variazione è funzione della rigidità dell'elemento di collegamento impiegato per simulare l'interazione.

Si è osservato che per rigidità limitate, l'interazione dinamica delle due strutture è esigua, e le strutture si comportano in maniera indipendente. Per rigidità elevate, invece, si può ritenere valida l'ipotesi di vincolo rigido tra le strutture con conseguente variazione delle caratteristiche dinamiche iniziali.

Successivamente, si è considerato un modello di calcolo rappresentativo di un edificio esistente, appartenente all'Ospedale Policlinico San Martino di Genova costituito da corpi fabbrica disgiunti, ai fini di valutare la vulnerabilità sismica.

Le analisi sono state svolte su un modello globale, costituito dai vari corpi fabbrica adiacenti, e su modelli delle strutture considerate avulse dall'organismo strutturale. Interessava capire se la variazione del modello adottato comportasse una variazione nella risposta sismica delle strutture adiacenti, e in particolare se tale variazione fosse a favore di sicurezza o meno. È stata svolta un'analisi dinamica lineare con spettro di risposta, in cui la risposta strutturale viene considerata come combinazione dei modi di vibrare. I risultati ottenuti da un modello globale della strutture hanno dimostrato una sostanziale variazione rispetto a quelli ottenuti modellando la struttura singolarmente. In particolare si è osservato un aumento della vulnerabilità delle strutture considerate collegate, a fronte di un sisma.

Eseguendo verifiche di resistenza si è notato infatti un aumento della percentuale degli elementi strutturali non verificati in tutti gli edifici costituenti il complesso, che risultano soggetti ad una forzante sismica maggiore.

Si può concludere quindi che nella valutazione della vulnerabilità sismica di edifici adiacenti occorre tenere conto dell'interazione tra di essi in un modello di calcolo, in quanto ciò comporta una variazione del comportamento dinamico, con conseguente riduzione della capacità della struttura a resistere alla domanda sismica considerata.

# Bibliografia

Bungey J.H., Millard S.G., Grantham M.G., *Testing of concrete structures*, Taylor & Francis, 2006

Carpinteri A., *Dinamica delle strutture*, Pitagora Editrice Bologna, 1998

Chopra A.K., *Dynamics of Structures*, Pearson, 2011

Circolare 2 Febbraio 2009, *Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni"*

Consiglio superiore dei Lavori Pubblici, *Linee Guida per la valutazione delle caratteristiche del calcestruzzo in opera*

Consiglio superiore dei Lavori Pubblici, *Linee Guida sul calcestruzzo strutturale*

Cornell C.A., *Hazard Ground Motion and Probabilistic assessment for PBSD*, PEER report 2004/05

Cosenza E., Manfredi G., Monti G., *Valutazione e riduzione della vulnerabilità sismica di edifici esistenti in cemento armato*, Polimetrica, 2008

CRESME, *Ristrutturazione edilizia, riqualificazione energetica, rigenerazione urbana*, 2014

D.M. 14 Gennaio 2008, *Norme Tecniche per le Costruzioni*

D.M. 17 Gennaio 2018, *Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni*

Dipartimento della Protezione Civile, *Descrizione del rischio sismico*

Eurocode 8, *Design of structures for earthquake resistance*, CEN, 2004

FEMA 274, *NEHRP Commentary on the guidelines for the seismic rehabilitation of buildings*, Federal Emergency Management Agency, 1997

FEMA 356, *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*, Federal Emergency Management Agency, 2000

FEMA 454, *Designing for Earthquakes*, Federal Emergency Management Agency, 2006

- Gherzi A., Lenza P., *Edifici antisismici in cemento armato*, Dario Flaccovio Editore, 2009
- Gibbs T., *Conceptual Design to resist Earthquakes*, 2003
- Iervolino I., Manfredi G., Polese M., Verderame G.M., Fabbrocino G., *Seismic Risk of R.C. building classes*, Engineering Structures, 2007
- Institution of Civil Engineering, *Improvement of concrete durability*, 1986
- Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), *Pericolosità sismica*
- Lombardo S., *Valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti in cemento armato*, Dario Flaccovio Editore, 2012
- Lombardo S., Venturi V., *Il Collaudo Statico*, Dario Flaccovio Editore, 2009
- Mariniello C., *Una procedura meccanica nella valutazione della vulnerabilità sismica di edifici in c.a.*, Università degli studi di Napoli Federico II, 2007
- Mezzina M., Raffaele D., Uva G., Marano G.C., *Progettazione sismo-resistente di edifici in cemento armato*, Città Studi edizioni, 2011
- O.P.C.M. 3274 del 20 Marzo 2003, *Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica*
- Penelis G.G., Kappos A.J., *Earthquake Resistant Concrete Structures*, E & FN Spon, 1997
- Penelis Ge.G., Penelis Gr.G., *Concrete buildings in Seismic Regions*, Taylor & Francis Group, 2014
- Polidoro B., *La valutazione della vulnerabilità sismica: il caso di Pettino (AQ)*, Università degli studi di Napoli Federico II, 2010
- Sabia D., *Corso di Ingegneria Sismica*, Politecnico di Torino, 2017
- UNI EN 12504-1, *Prove sul calcestruzzo nelle strutture*, 2009
- UNI EN 12504-2, *Prove sul calcestruzzo nelle strutture*, 2009

# Ringraziamenti

Giunto al termine di questo percorso di studi vorrei ringraziare chi ha contribuito alla mia formazione e crescita personale.

Ringrazio il Prof. Ing. Giuseppe Andrea Ferro per avermi dato la possibilità con questo lavoro di tesi di conoscere ed apprezzare da vicino il suo lavoro.

Ringrazio l'Ing. Anna Reggio, per la disponibilità e la pazienza nel fornirmi consigli e strumenti utili a comprendere l'argomento.

Un ringraziamento profondo ai miei genitori, Michele e Isa, per avermi concesso la possibilità di studiare al Politecnico di Torino, per aver sempre creduto in me e sostenuto in ogni momento.

Ringrazio mio fratello Antonello, per me punto di riferimento costante, per i suoi consigli ed il suo supporto in questi anni.

Ringrazio mia sorella Vittoria, per l'allegria e l'entusiasmo che mi trasmette ogni giorno con il suo sorriso.

Grazie ai miei amici, quelli conosciuti a Torino, e quelli di sempre che ritrovo ad ogni mio ritorno a casa, per aver reso più semplice e divertente questo percorso.

Un pensiero e un ringraziamento sentito vorrei rivolgerlo a zio Nicola, per i suoi saggi insegnamenti che non dimenticherò mai, e a zia Lucia, per il suo esempio e l'amore che mi ha sempre dimostrato.

*Maurizio*