

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI NAPOLI FEDERICO II



**DOTTORATO DI RICERCA IN
INGEGNERIA DEI MATERIALI E DELLE STRUTTURE**

COORDINATORE PROF. DOMENICO ACIERNO

XX CICLO - 2004/2007

**UNA PROCEDURA MECCANICA NELLA VALUTAZIONE
DELLA VULNERABILITÀ SISMICA DI EDIFICI IN C.A.**

CRISTIANO MARINIELLO

TUTOR PROF. GAETANO MANFREDI

UNA PROCEDURA MECCANICA NELLA VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA DI EDIFICI IN C.A.

INDICE

CAPITOLO I – GLI EDIFICI ESISTENTI IN C.A.

1.1	INTRODUZIONE.....	12
1.2	PROBLEMATICHE DEGLI EDIFICI ESISTENTI.....	13
1.3	L'EVOLUZIONE DELLA NORMATIVA E DELLA PRATICA PROGETTUALE	14
1.4	EVOLUZIONE DEI MATERIALI STRUTTURALI	26
1.5	REGOLARITA' STRUTTURALE.....	34
1.6	I DIAFRAMMI	38
1.7	I PARTICOLARI COSTRUTTIVI	39

CAPITOLO II – LA PROCEDURA MECCANICA

2.1	INTRODUZIONE.....	41
2.2	IL RISCHIO SISMICO	41
2.3	LA PERICOLOSITA' SISMICA	43
2.4	LA VULNERABILITA' SISMICA	46
2.5	IL METODO PROPOSTO PER LA VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITA'	51
2.6	IL CALCOLO DELLA CURVA DI FRAGILITA'	87
2.7	IL SOFTWARE	89

CAPITOLO III – VARIABILITA’ DEI PARAMETRI DI VULNERABILITA’

3.1	INTRODUZIONE	94
3.2	L’ EDIFICIO GRAVITAZIONALE.....	94
3.3	INFLUENZA DELLA CLASSE DI PROGETTAZIONE.....	97
3.4	INFLUENZA DEL MODELLO GEOMETRICO	102
3.5	INFLUENZA DEL MODELLO NON LINEARE	105
3.6	INFLUENZA DELLA VARIAZIONE DI DOMANDA	117

CAPITOLO IV – I PARAMETRI DI CAPACITA’ DI CLASSE

4.1	GLI EDIFICI DI STUDIO	120
4.2	I PARAMETRI DI CAPACITA’	122
4.3	IL PERIODO	123
4.4	I PARAMETRI DI RESISTENZA	144
4.5	IL FATTORE DI STRUTTURA DEGLI EDIFICI ESISTENTI.....	152
4.6	I PARAMETRI DI SPOSTAMENTO	156
4.7	CONFRONTO TRA LE DIFFERENTI CLASSI DI EDIFICI.....	161

CAPITOLO V– LE CURVE DI FRAGILITA’ DI CLASSE

5.1	LA POPOLAZIONE DEGLI EDIFICI - SIMULAZIONE	164
5.2	INCERTEZZE LEGATE ALLE CURVE DI FRAGILITÀ	165
5.3	VALUTAZIONE SEMPLIFICATA DELLE CURVE DI FRAGILITÀ	170
5.4	VALUTAZIONE DELLE CURVE DI FRAGILITÀ DI CLASSE	172
5.5	RAGGRUPPAMENTO DELLE CURVE DI FRAGILITÀ.....	188
5.6	CONCLUSIONI	190

INDICE DELLE FIGURE

CAPITOLO I – GLI EDIFICI ESISTENTI IN C.A.

<i>Figura 1 – Percentuali edifici presenti per anno di costruzione.....</i>	<i>12</i>
<i>Figura 2 - Schema edificio per carichi gravitazionali</i>	<i>16</i>
<i>Figura 3 – Progettazione delle travi longitudinali.....</i>	<i>16</i>
<i>Figura 4 – Schema di edificio per carichi sismici.....</i>	<i>18</i>
<i>Figura 5 - classificazione sismica al 1935.....</i>	<i>18</i>
<i>Figura 6 -Norma sismica dal 1937 al 1962</i>	<i>19</i>
<i>Figura 7 -Progetto dei correnti.....</i>	<i>20</i>
<i>Figura 8 -Calcolo delle forze sismiche</i>	<i>20</i>
<i>Figura 9 -Telai di riferimento</i>	<i>21</i>
<i>Figura 10 - Progetto della scala</i>	<i>21</i>
<i>Figura 11 - classificazione sismica al 1962.....</i>	<i>23</i>
<i>Figura 12 -Norma sismica dal 1962 al 1975</i>	<i>24</i>
<i>Figura 13 - classificazione sismica al 1975.....</i>	<i>25</i>
<i>Figura 14 - classificazione sismica al 2005.....</i>	<i>26</i>
<i>Figura 15 - Distribuzione delle frequenza sulle resistenza dei calcestruzzi anni '60.....</i>	<i>29</i>
<i>Figura 16 - Distribuzione delle frequenza acciai Aq 42</i>	<i>31</i>
<i>Figura 17 - Distribuzione delle frequenza acciai Aq 50</i>	<i>32</i>
<i>Figura 18 - Distribuzione delle frequenza acciai Aq 60</i>	<i>33</i>
<i>Figura 19 - Esempi di irregolarità in pianta.....</i>	<i>35</i>
<i>Figura 20 -- Esempi di irregolarità in pianta</i>	<i>36</i>
<i>Figura 21 -- Esempi di irregolarità in elevazione.....</i>	<i>37</i>
<i>Figura 22 -- Esempio di irregolarità in elevazione.....</i>	<i>38</i>
<i>Figura 23 – solai- mancanza di fasce piene (a) – Corrosione armature (b).....</i>	<i>39</i>
<i>Figura 24 – indicazione delle staffe.....</i>	<i>39</i>
<i>Figura 25 – Scarsa lunghezza di ancoraggio.....</i>	<i>40</i>
<i>Figura 26 – Armature travata.....</i>	<i>40</i>

CAPITOLO II – LA PROCEDURA MECCANICA

<i>Figura 1- Curve di Pericolosità</i>	44
<i>Figura 2 – Mappe di pericolosità del territorio Nazionale</i>	45
<i>Figura 3 - Spettro ad Hazard Uniforme</i>	46
<i>Figura 4- Curve di fragilità</i>	48
<i>Figura 5 - Il metodo proposto</i>	52
<i>Figura 6 - Modello edificio</i>	55
<i>Figura 7 - Mesh tridimensionale – modello geometrico</i>	56
<i>Figura 8 - Dimensione verticale</i>	57
<i>Figura 9 - modelli geometrici</i>	60
<i>Figura 10 - Processo logico modello strutturale</i>	62
<i>Figura 11 - modello strutturale</i>	64
<i>Figura 12 - Processo logico progetto simulato</i>	65
<i>Figura 13 - Fase di valutazione dei carichi</i>	66
<i>Figura 14 - Processo logico fase di predimensionamento</i>	68
<i>Figura 15 - Processo logico fase di progettazione</i>	69
<i>Figura 16 - Modello strutturale</i>	70
<i>Figura 17 - Legame momento - rotazione di elemento</i>	71
<i>Figura 18 – Taglio degradante - duttilità</i>	74
<i>Figura 19 - Analisi Non Lineare</i>	77
<i>Figura 20 - Passaggio sistema MODF - SDOF - bilinearizzazione curva di capacità</i>	78
<i>Figura 21 - Capacità di un singolo edificio della classe</i>	80
<i>Figura 22 - Capacità di classe</i>	80
<i>Figura 23 - PDF acciai (a) e calcestruzzi (b)</i>	82
<i>Figura 24 - Incertezza del modello non lineare</i>	82
<i>Figura 25 - Esempio di distribuzioni in pianta L_x (a) ed L_y(b)</i>	83
<i>Figura 26 - Spettro ADRS</i>	86
<i>Figura 27 - COV Cr</i>	87
<i>Figura 28 - Curva di fragilità al collasso</i>	89
<i>Figura 29 – Schermata principale del programma</i>	91

CAPITOLO III – VARIABILITA' DEI PARAMETRI DI VULNERABILITA'

<i>Figura 1- Curve di PushOver.....</i>	<i>95</i>
<i>Figura 2- Curve di PushOver - Direzione Longitudinale (a)- Direzione Trasversale (b)</i>	<i>98</i>
<i>Figura 3- Confronto resistenza anelastica (a) – Confronto spostamento capace (b).....</i>	<i>100</i>
<i>figura 4- Confronto periodi elastico (a) – effettivo (b)</i>	<i>101</i>
<i>figura 5- Curve di Pushover direzione Longitudinale (a) – Trasversale (b).....</i>	<i>103</i>
<i>figura 6- Curve di Pushover $F_c = 15.0 \text{ MPa}$ (a) – 25.0 Mpa (b).....</i>	<i>106</i>
<i>figura 7- Curve di Pushover $F_c = 35.0 \text{ MPa}$</i>	<i>106</i>
<i>figura 8- Confronti periodo effettivo (a) – Accelerazione anelastica (b).....</i>	<i>108</i>
<i>figura 9- Confronti spostamento danno limitato (a) – collasso (b).....</i>	<i>109</i>
<i>figura 10- Distribuzioni di probabilità di calcestruzzo (a) e acciaio (b).....</i>	<i>111</i>
<i>figura 11- Distribuzioni cumulate di periodo effettivo (a) e spostamento (b).....</i>	<i>112</i>
<i>figura 12- Curva di fragilità MOD 1.....</i>	<i>113</i>
<i>figura 13- Cumulate Periodo effettivo (a) – spostamento capace (b) MOD 1 vs MOD2.....</i>	<i>114</i>
<i>figura 14- Curva di fragilità MOD 1vs MOD 2</i>	<i>115</i>
<i>figura 15- Cumulate Periodo effettivo (a) – spost capace (b) MOD 1 vs MOD2 vs MOD 3</i>	<i>116</i>
<i>figura 16- Curva di fragilità MOD 1vs MOD 2 vs MOD 3.....</i>	<i>116</i>
<i>figura 17- Curva di fragilità MOD 4.....</i>	<i>117</i>
<i>figura 18- Curva di fragilità MOD 4 vs LogNormale</i>	<i>118</i>

CAPITOLO IV – I PARAMETRI DI CAPACITA' DI CLASSE

<i>Figura 1 - Comparazione delle principali formulazione periodo-altezza di letteratura.....</i>	<i>128</i>
<i>Figura 2 - Periodo Elastico Direzione Longitudinale (a) e Trasversale (b).....</i>	<i>130</i>
<i>Figura 3 - Rigidezza Elastica Direzione Longitudinale (a) e Trasversale (b).....</i>	<i>131</i>
<i>Figura 4 – Periodo elastico-altezza, grav(a), sismico c=0.05 (b), c=0.07 (c),c=0.1 (c).....</i>	<i>133</i>
<i>Figura 5 – Variazione di rigidezza (a) e massa (b) con la superficie</i>	<i>135</i>
<i>Figura 6 – Periodo effettivo- Direzione Longitudinale (a) e Trasversale (b).....</i>	<i>138</i>
<i>Figura 7 – Rigidezza effettiva- Direzione Longitudinale (a) e Trasversale (b)</i>	<i>139</i>
<i>Figura 8 – Periodi effettivi- Confr direzioni –classe Grav (a),c=0.05 (b) c=0.07(c), c=0.1(c).....</i>	<i>141</i>
<i>Figura 9 – Taglio alla base al collasso- Direzione Longitudinale (a) e Trasversale (b).....</i>	<i>145</i>
<i>Figura 10 – Coefficiente di taglio alla base al collasso- Dir Longitudinale (a) e Trasversale (b)....</i>	<i>146</i>
<i>Figura 11 – Coefficiente di taglio alla base al collasso- Direzione Longitudinale (a) e Trasversale (b)</i>	<i>149</i>
<i>Figura 12 – Verifica con spettro di capacità</i>	<i>151</i>
<i>Figura 13 - Definizione del fattore di struttura.....</i>	<i>153</i>
<i>Figura 14 - Duttilità- Direzione Longitudinale (a) e Trasversale (b).....</i>	<i>154</i>
<i>Figura 15 – Spostamento capace- Direzione Longitudinale (a) e Trasversale (b).....</i>	<i>157</i>
<i>Figura 16 – Spostamento capace- Direzione Longitudinale (a) e Trasversale (b).....</i>	<i>160</i>
<i>Figura 17 –Domanda-Capacità – classe grav.- Dir. Longitudinale. (a)- Trasversale (b).....</i>	<i>162</i>
<i>Figura 18 –Domanda-Capacità – classe c=0.05.- Dir. Longitudinale. (a)- Trasversale (b).....</i>	<i>162</i>
<i>Figura 19 –Coefficiente di sicurezza – classe gravitazionale (a) – classe sismica c=0.05 (b).....</i>	<i>163</i>

CAPITOLO V– LE CURVE DI FRAGILITA' DI CLASSE

<i>Figura 1 – Curve di fragilità MOD 1 – Longitudinale (a) – Trasversale (b).....</i>	<i>166</i>
<i>Figura 2 – Curve di fragilità MOD 2 – Longitudinale (a) – Trasversale (b).....</i>	<i>167</i>
<i>Figura 3 – Curve di fragilità MOD 3 – Longitudinale (a) – Trasversale (b).....</i>	<i>168</i>
<i>Figura 4 – Curve di fragilità MOD 4 – Longitudinale (a) – Trasversale (b).....</i>	<i>169</i>
<i>Figura 5 – Curve di fragilità – confronto classe/singolo edificio.....</i>	<i>170</i>
<i>Figura 6 – Curve di fragilità approssimate – Longitudinale (a) – Trasversale (b).....</i>	<i>172</i>
<i>Figura 7 – PGA con probabilità di collasso del 50%.....</i>	<i>189</i>

INDICE DELLE TABELLE

CAPITOLO I – GLI EDIFICI ESISTENTI IN C.A.

<i>Tabella 1 - Controlli di accettazione calcestruzzo</i>	27
<i>Tabella 2 – Caratteristiche delle resistenze dei calcestruzzi</i>	29
<i>Tabella 3 – Caratteristiche degli acciai</i>	30
<i>Tabella 4 – Caratteristiche acciai Aq 42</i>	31
<i>Tabella 5 – Caratteristiche acciai Aq 50</i>	32
<i>Tabella 6 – Caratteristiche acciai Aq 60</i>	33

CAPITOLO III – VARIABILITA' DEI PARAMETRI DI VULNERABILITA'

<i>Tabella 1 - Dati di input edificio gravitazionale</i>	95
<i>Tabella 2 – Parametri di capacità Direzione Longitudinale</i>	96
<i>Tabella 3 – Parametri di capacità Direzione Longitudinale</i>	96
<i>Tabella 4 - Dati di input edifici</i>	98
<i>Tabella 5 – Parametri di capacità Direzione Longitudinale</i>	99
<i>Tabella 6 – Parametri di capacità Direzione Trasversale</i>	99
<i>Tabella 7 - Dati di input edifici</i>	103
<i>Tabella 8 – Parametri di capacità Direzione Longitudinale</i>	103
<i>Tabella 9 – Parametri di capacità Direzione Trasversale</i>	104
<i>Tabella 10 - Dati di input edifici</i>	105
<i>Tabella 11 – Parametri di capacità $F_c = 15.0$ Mpa</i>	107
<i>Tabella 12 – Parametri di capacità $F_c = 25.0$ Mpa</i>	107
<i>Tabella 13 – Parametri di capacità $F_c = 35.0$ Mpa</i>	107
<i>Tabella 14 – Parametri di capacità medi e COV del DoE</i>	110
<i>Tabella 15 – Parametri di capacità mediani e COV MOD 1</i>	112
<i>Tabella 16 – Parametri curva di fragilità MOD 1</i>	113
<i>Tabella 17 – Parametri di capacità mediani e COV MOD 1 vs MOD 2</i>	114
<i>Tabella 18 – Parametri curva di fragilità MOD 1 vs MOD 2</i>	115
<i>Tabella 19 – Parametri di capacità mediani e COV MOD 1 vs MOD 2 vs MOD 3</i>	116
<i>Tabella 20 – Parametri curva di fragilità MOD 1 vs MOD 2 vs MOD 3</i>	116
<i>Tabella 21 – Parametri curva di fragilità MOD 4</i>	118

CAPITOLO IV – I PARAMETRI DI CAPACITA' DI CLASSE

<i>Tabella 1 - Modelli geometrici</i>	122
<i>Tabella 2 – Periodo Elastico – Direzione longitudinale – Medie, Deviazioni, COV</i>	131
<i>Tabella 3 – Periodo Elastico – Direzione trasversale – Medie, Deviazioni, COV</i>	132
<i>Tabella 4 – Periodo Elastico – Direzione longitudinale – Formule di Regressione</i>	134
<i>Tabella 5 – Periodo Elastico – Direzione trasversale – Formule di Regressione</i>	134
<i>Tabella 6 – Periodo Elastico – Direzione longitudinale – Formule di Regressione</i>	136
<i>Tabella 7 – Periodo Elastico – Direzione longitudinale – Formule di Regressione</i>	137
<i>Tabella 8 – Periodo elastico confronto formulazioni – Direzione Longitudinale</i>	137
<i>Tabella 9 – Periodo elastico confronto formulazioni – Direzione Trasversale</i>	137
<i>Tabella 10 – Periodo effettivo – Direzione longitudinale –Media, deviazione, cov</i>	139
<i>Tabella 11 – Periodo effettivo – Direzione trasversale –Media, deviazione, cov</i>	140
<i>Tabella 12 – Periodo effettivo – Direzione longitudinale – Formule di Regressione</i>	142
<i>Tabella 13 – Periodo effettivo – Direzione trasversale – Formule di Regressione</i>	142
<i>Tabella 14 – Periodo effettivo – Direzione longitudinale – Formule di Regressione</i>	143
<i>Tabella 15 – Periodo effettivo – Direzione trasversale – Formule di Regressione</i>	143
<i>Tabella 16 – Periodo effettivo confronto formulazioni – Direzione Longitudinale</i>	143
<i>Tabella 17 – Periodo effettivo confronto formulazioni – Direzione Trasversale</i>	144
<i>Tabella 18 – Coeff. di taglio al collasso – Direzione longitudinale –Media, deviazione, cov</i>	146
<i>Tabella 19 – Coeff. di taglio al collasso – Direzione trasversale –Media, deviazione, cov</i>	146
<i>Tabella 20 – Coeff. di taglio al collasso – Direzione longitudinale –formule di regressione</i>	147
<i>Tabella 21 – Coeff. di taglio al collasso – Direzione trasversale –formule di regressione</i>	147
<i>Tabella 22 – Coeff. di taglio al collasso – Direzione longitudinale –formule di regressione</i>	148
<i>Tabella 23 – Coeff. di taglio al collasso – Direzione trasversale –formule di regressione</i>	148
<i>Tabella 24 – Coefficiente di taglio confronto formulazioni – Direzione Longitudinale</i>	148
<i>Tabella 25 – Coefficiente di taglio confronto formulazioni – Direzione Trasversale</i>	149
<i>Tabella 26 – Coeff. di taglio al collasso – Direzione longitudinale –formule di regressione</i>	150
<i>Tabella 27 – Coeff. di taglio al collasso – Direzione trasversale –formule di regressione</i>	150
<i>Tabella 28 – Duttilità – Direzione longitudinale –formule di regressione</i>	155
<i>Tabella 29 – Duttilità – Direzione trasversale –formule di regressione</i>	155
<i>Tabella 30 – Capacità di spostamento – Direzione longitudinale –media, deviazione, cov</i>	157
<i>Tabella 31 – Capacità di spostamento – Direzione trasversale –media, deviazione, cov</i>	158
<i>Tabella 32 – Capacità di spostamento – Direzione longitudinale –formule di regressione</i>	159
<i>Tabella 33 – Capacità di spostamento – Direzione trasversale –formule di regressione</i>	159

CAPITOLO V– LE CURVE DI FRAGILITA’ DI CLASSE

<i>Tabella 1 – Parametri curva di fragilità MOD 1</i>	166
<i>Tabella 2 – Parametri curva di fragilità MOD 2 - Direzione Longitudinale</i>	167
<i>Tabella 3 – Parametri curva di fragilità MOD 2 - Direzione Trasversale</i>	167
<i>Tabella 4 – Parametri curva di fragilità MOD 3 - Direzione Longitudinale</i>	168
<i>Tabella 5 – Parametri curva di fragilità MOD 3 - Direzione Trasversale</i>	168
<i>Tabella 6 – Parametri curva di fragilità MOD 4 - Direzione Longitudinale</i>	169
<i>Tabella 7 – Parametri curva di fragilità MOD 4 - Direzione Trasversale</i>	169
<i>Tabella 8 – Formulazioni semplificate – Direzione Longitudinale</i>	173
<i>Tabella 9 –Formulazioni semplificate – Direzione Trasversale</i>	173
<i>Tabella 10 –Classe Gravitazionale</i>	188
<i>Tabella 11 –Classe Sismica $c=0.05g$</i>	188
<i>Tabella 12 –Classe Sismica $c=0.07g$</i>	188
<i>Tabella 13 –Classe Sismica $c=0.10g$</i>	189
<i>Tabella 14 –Raggruppamento delle curve di fragilità</i>	190

SOMMARIO

L'argomento trattato nel presente volume riguarda la valutazione della vulnerabilità sismica di classi di edifici in c.a. esistenti. La problematica legata a tale tipologia di costruzioni, che rappresenta la maggior parte del patrimonio edilizio presente sul territorio Italiano, è senza dubbio attuale ed allo stesso tempo ha assunto una notevole importanza sia da parte della comunità scientifica che dalle pubbliche amministrazioni. Gli edifici esistenti sono caratterizzati da problemi riguardanti fenomeni di degrado e vetustà oltre ad essere stati progettati secondo Norme, pratiche progettuali e concezioni ingegneristiche strutturali molto distanti da quelle che vengono intese ed accettate odiernamente. A seguito di un evento sismico risulta quindi importante conoscere il livello di sicurezza di queste strutture sia per effettuare degli studi di scenario, individuando gli edifici più a rischio sul territorio e pianificarne gli interventi utili al ripristino della sicurezza, e sia per indirizzare i primi soccorsi post evento sismico verso le aree più vulnerabili.

Queste eventualità trovano una motivazione ancora più forte soprattutto alla luce della nuova riclassificazione sismica del territorio nazionale che a quella delle attuali Normative antisismiche approvate. La valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti in c.a. viene proposta in questa ricerca attraverso l'implementazione di un metodo di tipo meccanico che fornisce le curve di fragilità sismica per classi e aggregati urbani di edifici esistenti. In particolare lo studio è stato diviso in cinque capitoli. Nel primo capitolo viene trattata la problematica degli edifici esistenti individuando le principali fonti di vulnerabilità cui possono essere soggetti. Nel secondo capitolo si presenta il metodo proposto per la valutazione della vulnerabilità di aggregati urbani, illustrando anche la procedura implementata in un software di calcolo automatico. Nel terzo capitolo vengono trattate ed analizzate le fonti di variabilità della vulnerabilità sismica considerando un singolo edificio, mentre nel quarto si mostra il comportamento di classi di edifici illustrando delle formulazioni semplificate per il calcolo diretto dei principali parametri di capacità sismica. Infine nel quinto ed ultimo capitolo si passa alla valutazione delle curve di fragilità mostrando anche un metodo approssimato funzione dei soli parametri di classe e di geometria globale delle costruzioni.

CAPITOLO I

GLI EDIFICI ESISTENTI IN C.A.

1.1 INTRODUZIONE

La maggior parte degli edifici che ci circondano, delle case che abitiamo, delle infrastrutture che adoperiamo, sono oggi la sintesi di un processo di progettazione e realizzazione ormai datato di oltre 50 anni se ci riferiamo soprattutto alle strutture realizzate in c.a. Sebbene la grande evoluzione scientifica che si è avuta negli ultimi 20 anni, e conseguentemente quella Normativa, permetta di progettare strutture “sicure” in grado di soddisfare gli stati limite richiesti, la gran parte delle costruzioni esistenti in Italia è vulnerabile perché ricade per la quasi totalità in un periodo temporale in cui la conoscenza delle strutture, dei materiali e delle azioni era molto limitata e al contempo sorretta da basi Normative non sufficientemente adeguate sia dal punto di vista tecnico che istituzionale. Oltre ad un gran numero di edifici “storici” di intrinseco valore culturale, sul territorio italiano sono presenti elevatissime percentuali di edifici ed infrastrutture esistenti che hanno superato, in termini temporali, i limiti usuali stabiliti nella vita utile di progetto. Il grafico di figura 1, elaborato da dati ISTAT del 2001, indica le percentuali di edifici costruiti su territorio nazionale per epoca di costruzione.

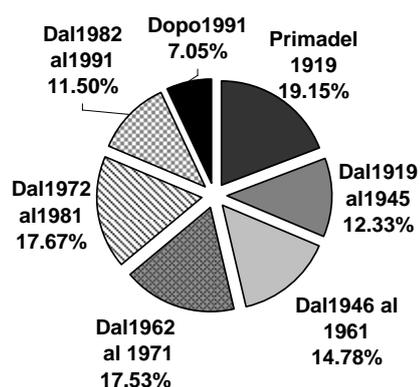


Figura 1 – Percentuali edifici presenti per anno di costruzione

La maggior parte di questi edifici è soggetta a fenomeni di vetustà, ed è stata progettata secondo Norme tecniche non attuali. Dopo il “boom edilizio” avutosi dagli anni '50 agli anni '70, come si può osservare dal grafico 1, il rinnovo degli edifici e

L'urbanizzazione si è arrestata bruscamente. Di contro, il continuo aumento del valore di mercato immobiliare soprattutto nelle grandi città italiane, ha rafforzato ancor di più nel nostro paese una cultura che tende a conservare gli edifici esistenti impedendone il continuo rinnovamento che diversamente è tipico delle altre società internazionali. Tralasciando gli aspetti legati alla vetustà delle costruzioni, la vulnerabilità degli edifici esistenti dipende principalmente dall'evoluzione delle Normative tecniche, da quella delle tecnologie di realizzazione dei materiali strutturali, e dalle pratiche e concezioni progettuali che si sono sviluppate nel tempo. Ai fattori di rischio già accennati si aggiunge un ulteriore agente che è dato dall'evoluzione della classificazione sismica del territorio nazionale e dai criteri di progettazione adottati. E' proprio l'evoluzione della classificazione sismica che mette in evidenza il grande problema di tutte quelle strutture concepite e costruite in un periodo ed in zone che all'epoca di costruzione, a differenza di oggi, non erano classificate sismicamente. Nel presente capitolo si cercherà di chiarire e di mettere in evidenza queste problematiche facendo un breve cenno agli aspetti di vulnerabilità cui sono soggetti gli edifici esistenti.

1.2 PROBLEMATICHE DEGLI EDIFICI ESISTENTI

Le problematiche che presentano gli edifici esistenti in c.a. possono essere schematizzate secondo i paragrafi che seguono. Tralasciando le questioni che possono derivare ad esempio dal piano fondazionale dell'edificio, o da elementi esterni che possono causare una vulnerabilità indiretta della costruzione, le problematiche riguardano principalmente l'evoluzione delle Norme nel tempo, quella dei materiali strutturali e i principi di progettazione e di costruzione delle strutture. Nel seguito sono presentati due paragrafi che commentano l'evoluzione nel tempo delle Norme tecniche e dei materiali, mentre i rimanenti descrivono le problematiche più frequenti che si possono riscontrare riportando quelle che sono le questioni legate alla regolarità strutturale, ai particolari costruttivi e agli orizzontamenti.

1.3 L'EVOLUZIONE DELLA NORMATIVA E DELLA PRATICA PROGETTUALE

L'evoluzione della Normativa e della pratica costruttiva e progettuale degli edifici esistenti in c.a., ha naturalmente portato nel tempo alla realizzazione di sistemi strutturali differenti anche a parità di dimensioni globali degli stessi.

Mentre gli edifici di nuova progettazione sono fondati sul principio del Performance Based Design, ovvero su una progettazione di tipo semiprobabilistico guidata dalla probabilità di superamento di prefissati livelli prestazionali ed in cui la struttura è retta dal principio di gerarchia delle resistenze in modo da soddisfare con la massima prestazione i vari stati limite che può raggiungere durante la sua vita utile, gli edifici esistenti sono il frutto di una concezione ingegneristica che è basata su modelli di azioni e di resistenze di tipo deterministico ed in cui la struttura viene verificata solo nei confronti della massima resistenza (in termini puntuali) degli elementi strutturali che la compongono. Adoperando il concetto delle tensioni ammissibili (metodo utilizzato in Italia fino a pochi anni orsono), la tensione è calcolata secondo un modello elastico. L'approccio di tipo tensionale non tiene in conto il raggiungimento di "condizioni critiche" anche per effetti deformativi, di perdita di equilibrio o di durabilità. Inoltre la struttura non è intesa nella sua globalità ovvero non si considerano gli eventuali meccanismi di collasso che si possono sviluppare e le varie combinazioni di carico cui può essere soggetta. In pratica nelle strutture esistenti tutta la progettazione è retta dalle resistenze locali per un solo livello prestazionale (il superamento della tensione ammissibile), mentre per gli edifici di nuova progettazione tutto il processo, retto da un principio semiprobabilistico e prestazionale, è volto a realizzare strutture che possiedono non solo un certo livello di rigidità e resistenza elastiche per far fronte a terremoti di bassa e media intensità e quindi soddisfare i livelli prestazionali in esercizio, ma anche un certo livello di duttilità sia locale che globale, per far fronte ai sismi di notevole intensità allo stato limite di collasso. Fondamentalmente si può suddividere lo sviluppo della Normativa in due filoni principali che comprendono la progettazione degli edifici secondo regole non sismiche e quindi per soli carichi di tipo gravitazionale, ovvero progettazione degli edifici in una determinata zona sismica e quindi secondo

Normative e regole di tipo sismico. Nel seguito si discuterà su questi due aspetti sia come evoluzione della Normativa di riferimento che delle pratiche progettuali adottate.

1.3.1 La progettazione per carichi di tipo gravitazionale

Alla progettazione di tipo gravitazionale sono soggetti tutti quegli edifici esistenti che all'epoca della costruzione erano edificati in zone non classificate sismicamente. Per il periodo temporale che va dal 1939 al 1973 la Normativa tecnica si è basata sulle regole costruttive dettate dal R.D.L. 2229 del 16/11/1939 [1]. Gli aspetti principali di questa Norma possono essere riassunti nei riguardi dei seguenti parametri di progettazione tralasciando ovviamente le proprietà dei materiali che saranno discusse in seguito:

- Il coefficiente di omogeneizzazione n pari al rapporto tra il modulo elastico dell'acciaio e quello del calcestruzzo è considerato pari a 10 se il calcestruzzo è del tipo Normale oppure 8 se il calcestruzzo è ad alta resistenza.
- Il modulo elastico del calcestruzzo deve essere determinato sperimentalmente in realtà il valore che viene considerato nei calcoli è pari a 20000 MPa
- Per quanto riguarda l'armatura longitudinale minima da assegnare alle colonne è considerata pari allo 0.8% dell'area di calcestruzzo se questa è inferiore ai 2000 cmq mentre risulta pari al 0.5% dell'area di calcestruzzo se invece quest'ultima è maggiore di 8000 cmq. In tutti gli altri casi si procede per interpolazione
- Tutte le verifiche vengono effettuate tramite il metodo delle tensioni ammissibili i cui valori sono discussi nel paragrafo 1.4 .

Il calcolo della struttura viene effettuato in maniera semplificata. In particolare lo schema strutturale adottato è molto semplice e non prevede la presenza di una maglia strutturale composta da telai sismoresistenti nelle due direzioni principali. Lo schema più ricorrente è mostrato in figura 2 in cui si nota in direzione longitudinale la presenza di tutti i telai perché portano i solai, mentre nella direzione ad essa

ortogonale (direzione corta) si riscontra la presenza di soli due telai trasversali perimetrali che evidentemente devono portare le tamponature di chiusura laterale.

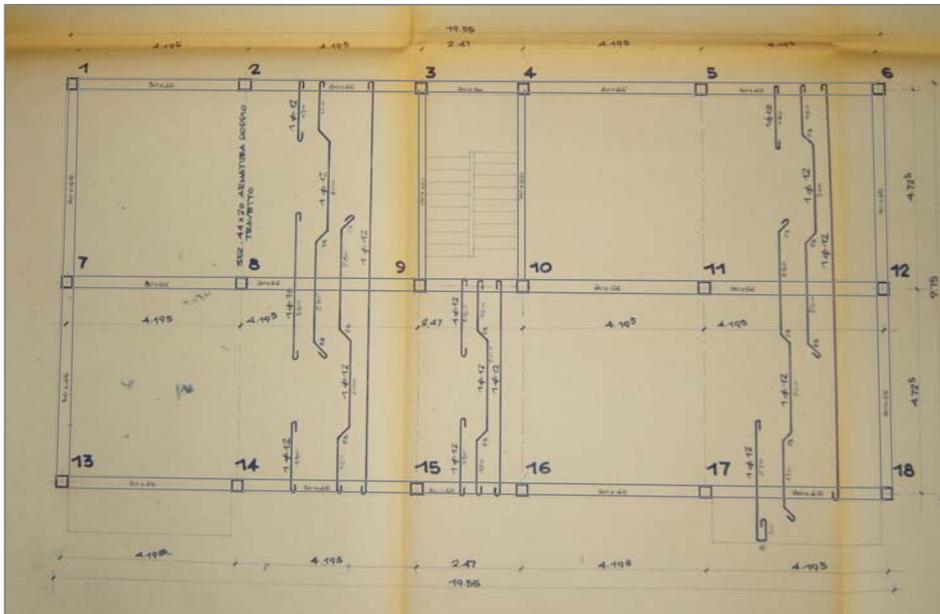


Figura 2 - Schema edificio per carichi gravitazionali

La progettazione delle colonne viene effettuata per aree di influenza di solaio e per sforzo normale centrato rispettando per quanto riguarda le armature longitudinali i limiti imposti dalla Normativa. Le travi portasolaio vengono calcolate secondo schemi semplificati di travi continue così come è mostrato nella figura 3.

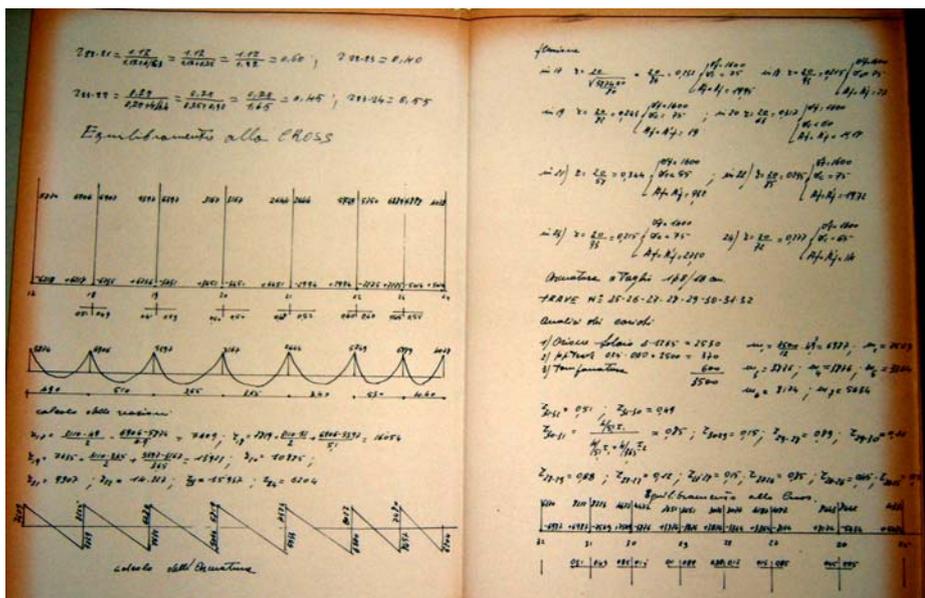


Figura 3 – Progettazione delle travi longitudinali

Le travi trasversali perimetrali vengono calcolate secondo lo stesso schema ma con i carichi provenienti dalle sole tamponature.

1.3.2 La progettazione di tipo sismico

La progettazione di tipo sismico, e di conseguenza la pratica progettuale adottata, è un punto fondamentale che può determinare il grado di vulnerabilità di una costruzione esistente. Non si deve infatti distinguere semplicemente se un edificio è stato progettato per carichi di tipo gravitazionale o sismico, ma è importante anche stabilire nell'ambito di un progetto di tipo sismico, a quale Norma faccia riferimento la progettazione dell'edificio esistente. Fondamentalmente la Normativa sismica può essere suddivisa in tre filoni principali. Le Norme cardine che hanno rappresentato delle significative variazioni nel calcolo sismico degli edifici e hanno guidato i progettisti dal 1937 al 1975 sono le seguenti [2],[3],[4]:

- R.D. del 22/11/1937 n° 2105 (1937 - 1962)
- Legge del 25/11/1963 n° 1684 (1962 - 1975)
- D.M. 03/03/1975 (1975 - 1984)

In tutte e tre le Normative presentate, il territorio Nazionale è diviso in due categorie sismiche che caratterizzano le zone ad alta e bassa sismicità. Si dovrà attendere la Normativa del 1984 per individuare una zona sismica di media sismicità. Dal punto di vista dello schema strutturale, a differenza degli edifici progettati per soli carichi gravitazionali, quelli sismici presentano una configurazione di telai completa nelle due direzioni (figura 3).

Il *R.D. del 22/11/1937 n° 2105 [2]* si basa sulla classificazione sismica del 1935 (figura 5). Si noti come la maggior parte del territorio nazionale non sia classificato sismicamente e le zone a più alto grado di sismicità facciano riferimento a terremoti più o meno recenti (ad esempio terremoto di Reggio Calabria e Messina del 1909).

In particolare per la prima categoria sismica si ha un valore dell'accelerazione di 0.1g, mentre per la seconda categoria l'accelerazione assume il valore di 0.05g. L'effetto dell'azione sismica viene considerato sia dal punto di vista delle scosse

sussultorie che ondulatorie. In particolare le scosse sussultorie vengono valutate amplificando del 40% o del 25% , a seconda della categoria sismica, la somma del carico gravitazionale permanente ed 1/3 di quello accidentale.

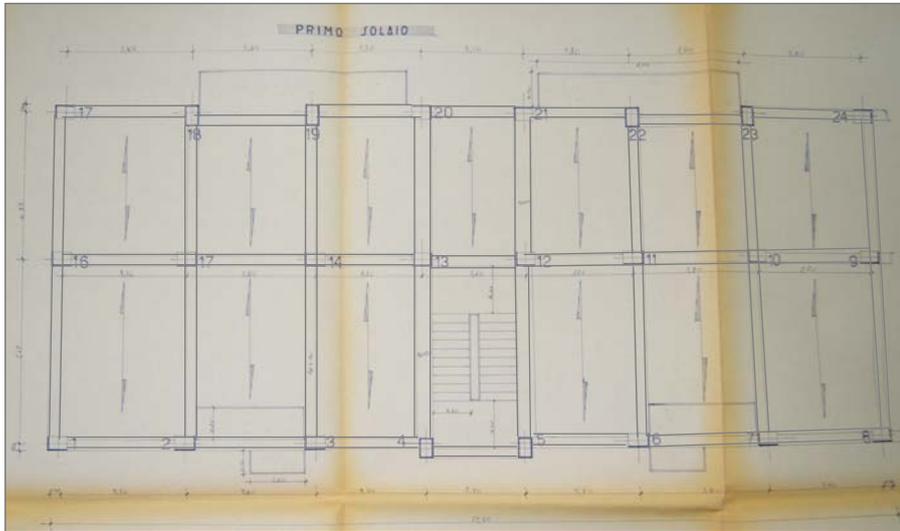


Figura 4 – Schema di edificio per carichi sismici



Figura 5 - classificazione sismica al 1935

Quelle ondulatorie sono calcolate moltiplicando la massa sismica totale, data dalla somma dei carichi permanenti più 1/3 degli accidentali, per l'accelerazione sismica di riferimento. Entrambe le azioni vengono considerate separatamente. In mancanza del concetto di periodo fondamentale di vibrazione della struttura, le forze sismiche sono distribuite in maniera costante alla quota degli impalcati e come detto proporzionali alle masse. L'ipotesi di impalcato infinitamente rigido ancora non è consolidata e quindi gli elementi strutturali ovvero i telai assorbono un'aliquota della forza totale in maniera proporzionale alla massa o area di influenza portata.

Nal flow chart di figura 6 si mostra schematicamente l'impostazione della Normativa sismica dal 1937 al 1962. L'interpretazione della Norma influisce notevolmente sulla pratica progettuale adottata dai progettisti per cui è di seguito discusso un progetto dell'epoca di riferimento in zona di seconda categoria.

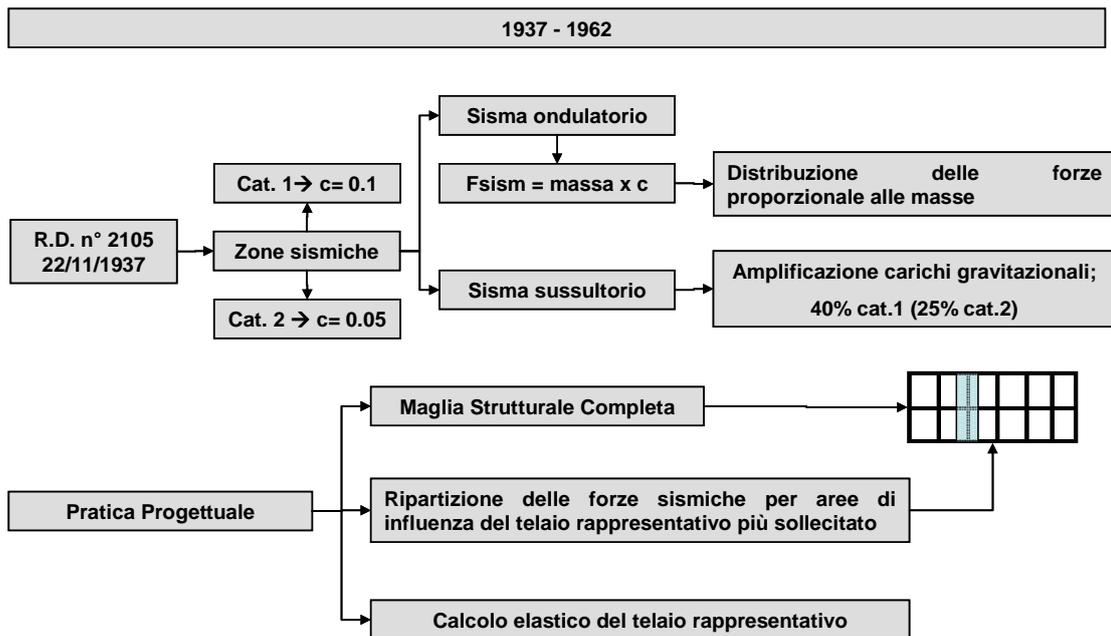


Figura 6 -Norma sismica dal 1937 al 1962

Il progetto risale al 1958 ed è costituito da una maglia completa di telai sia in direzione trasversale che longitudinale tutti con travi di tipo emergente. La scala è del tipo a ginocchio. In particolare i solai sono portati dai telai longitudinali. In questo tipo di elaborati è stato osservato che la pratica tecnica prevede di progettare per soli carichi gravitazionali, comprendendo eventualmente l'effetto del moto

sussultorio, i telai longitudinali (correnti figura 7). Come si vede dal figura 7 il progetto dei correnti, ovvero delle travi che compongono il telaio longitudinale, è risolto semplicemente secondo uno schema di trave continua a cui è applicato il carico gravitazionale amplificato per tenere in conto dell'effetto sussultorio del sisma. Per quanto riguarda invece i telai trasversali si considera che questi possano assorbire la forza sismica che è valutata in base all'area di influenza di ogni telaio. Nella figura 8 la forza sismica è valuta considerando il prodotto del coefficiente sismico 0.05 moltiplicato per le masse associate appartenenti all'area di influenza del telaio in esame.

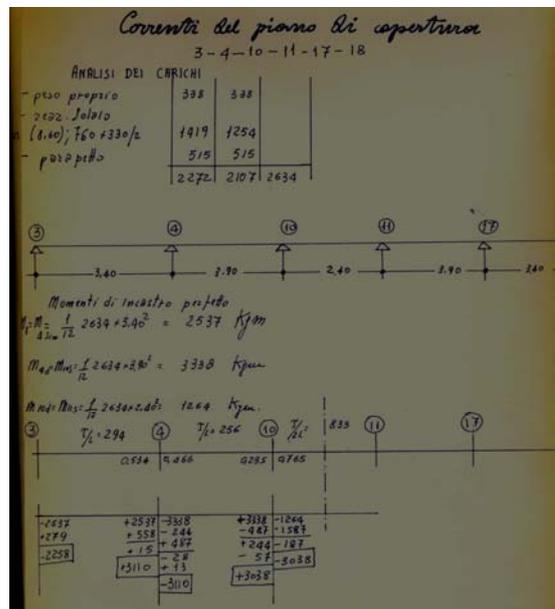


Figura 7 -Progetto dei correnti

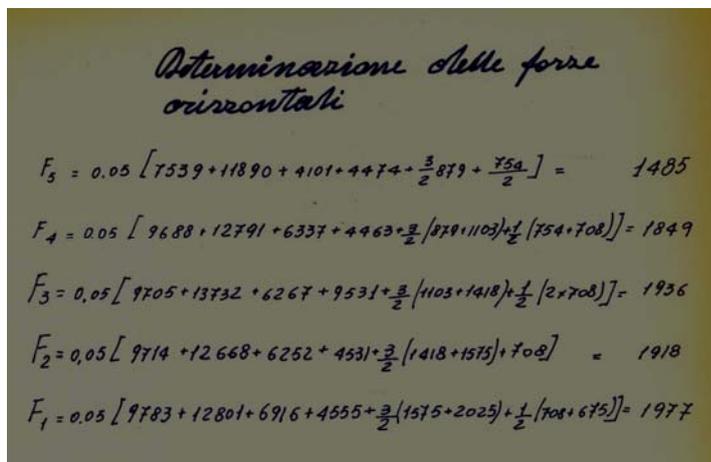


Figura 8 -Calcolo delle forze sismiche

Se tutti i telai risultano uguali geometricamente allora si progetta il singolo telaio che possiede l'area di influenza maggiore, altrimenti si progettano più telai. Nel caso in esame sono stati progettati due telai principali perché aventi diversa rigidezza ovvero differente schema di tipo geometrico (figura 9).

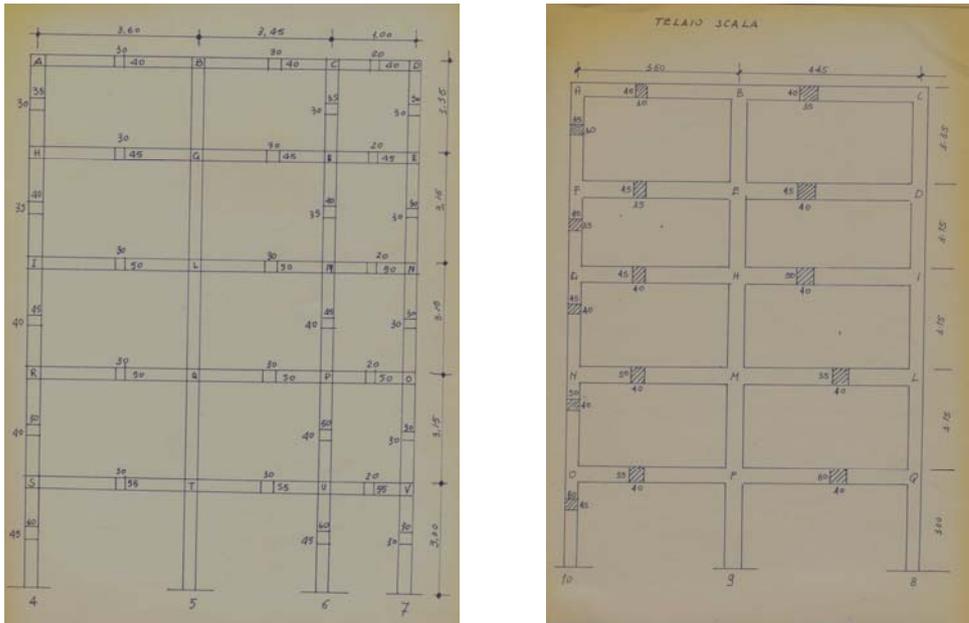


Figura 9 -Telai di riferimento

Infine è utile porre l'attenzione sul calcolo della trave a ginocchio della scala che appartiene realmente al telaio 8-9-10 ma non è presente nello schema strutturale dello stesso di figura 9 ma è calcolata per soli carichi gravitazionali con un momento fittizio di $ql^2/10$ (figura 10).

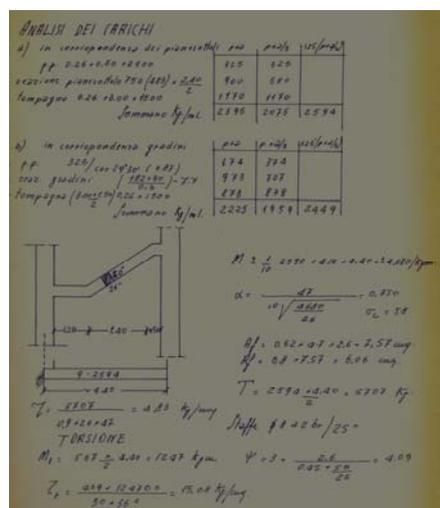


Figura 10 - Progetto della scala

La Legge del 25/11/1962 n° 1684 [3] porta delle notevoli modifiche sia dal punto di vista dell'accelerazione sismica da doversi considerare, che dal impostazione progettuale che si adotta per l'assorbimento delle forze sismiche da parte degli elementi strutturali. Si riporta l'art. 12 della legge del 25/11/1963 n° 1684:

Legge 25 novembre 1962, n°1684

PROVVEDIMENTI PER L'EDILIZIA CON PARTICOLARI PRESCRIZIONI PER LE ZONE SISMICHE

Titolo II

NORME PER LE LOCALITA' SISMICHE DI PRIMA E SECONDA CATEGORIA

Capo I. NUOVE COSTRUZIONI

Art. 12.

Calcoli di stabilità.

Per la 1ª categoria:

a) il peso proprio delle varie parti ed il sopraccarico accidentale, distribuito in modo da produrre in ogni elemento le condizioni di carico più sfavorevoli;

b) forze orizzontali applicate ai baricentri delle masse delle varie parti dell'edificio dipendenti dalle accelerazioni sismiche. Bisogna prevedere che tali forze siano comunque dirette sul piano orizzontale. Le strutture devono essere dimensionate in relazione alle sollecitazioni massime. Il rapporto tra le forze orizzontali ed i pesi corrispondenti alle masse su cui agiscono deve assumersi uguale a **0,10** qualunque siano l'altezza dell'edificio ed il numero dei piani. Per il computo delle forze orizzontali il carico accidentale deve essere limitato ad 1/3 di quello massimo assunto nel progetto.

Detto carico accidentale va considerato integralmente nei casi particolari di immagazzinamento di merci, liquidi, macchinari e simili.

Per la 2ª categoria:

a) il peso proprio delle varie parti ed il sopraccarico accidentale, distribuito in modo da produrre in ogni elemento le condizioni di carico più sfavorevoli;

b) forze orizzontali applicate ai baricentri delle masse delle varie parti dell'edificio dipendenti dalle accelerazioni sismiche. Bisogna prevedere che tali forze siano comunque dirette sul piano orizzontale. Le strutture devono essere dimensionate in relazione alle sollecitazioni massime. Il rapporto tra le forze orizzontali ed i pesi corrispondenti alle masse su cui agiscono deve assumersi uguale a **0,07** qualunque siano l'altezza dell'edificio ed il numero dei piani. Per il computo delle forze orizzontali il carico accidentale deve essere limitato ad 1/3 di quello massimo assunto nel progetto.

Detto carico accidentale va considerato integralmente nei casi particolari di immagazzinamento di merci, liquidi, macchinari e simili.

Il calcolo della forza sismica di base rimane identico a quello della Norma precedente del 1937. Si nota però, che per la seconda categoria sismica vi è un incremento di accelerazione che passa da 0.05g a 0.07g. ,la classificazione sismica di riferimento è quella del 1962 (figura 11).

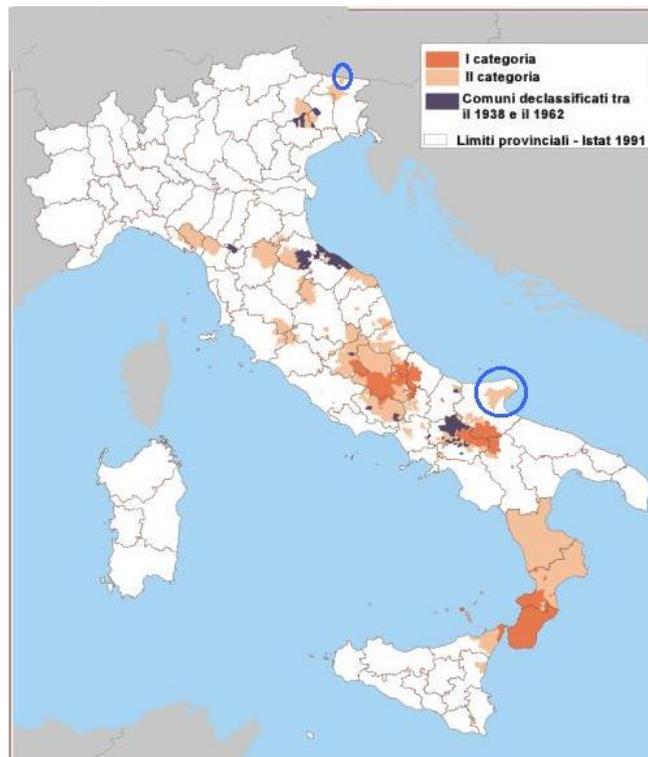


Figura 11 - classificazione sismica al 1962

La prescrizione di considerare le scosse sussultorie come incremento dei carichi di tipo gravitazionale viene omessa. L'importante novità, che tra l'altro è accentuata dalla circolare dei LL.PP. n° 2535 del 12/06/63 è la ripartizione delle forze sismiche. Viene per la prima volta introdotto, ma non in maniera esplicita, il concetto di impalcato infinitamente rigido. Infatti la forza viene considerata agente nel baricentro delle masse dell'impalcato e la sua ripartizione viene effettuata in base alle rigidezze degli elementi strutturali tenendo in conto anche l'eventuale eccentricità torsionale di tipo strutturale. Nel flow chart di figura 12 sono riportate schematicamente le prescrizioni Normative dal 1962 al 1975.

L'interpretazione della nuova Norma del 1962, varia la pratica progettuale. Nonostante questo, si nota dal seguente studio di due progetti, rispettivamente del 1963 e del 1968, che la ripartizione delle forze sismiche è effettuata ancora con il metodo classico per il primo elaborato (aree di influenza), mentre per il secondo è fatta considerando le inerzie dei pilastri.

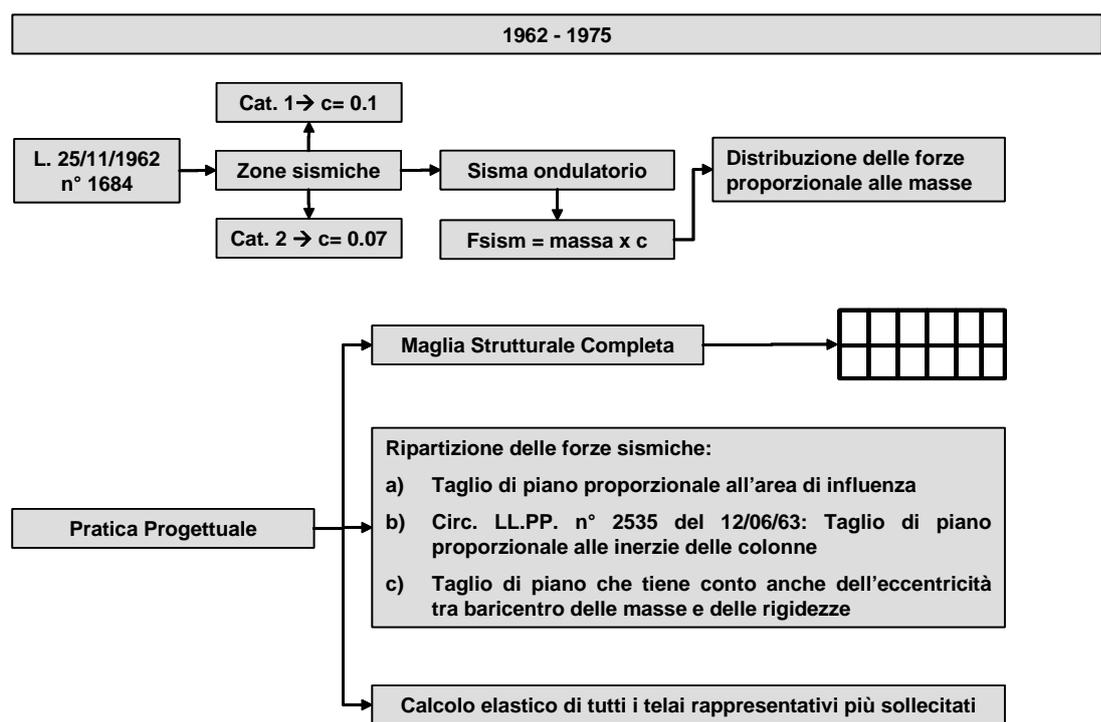


Figura 12 -Norma sismica dal 1962 al 1975

In entrambi i progetti si nota una maglia completa di telai nelle due direzioni che conferma come l'azione sismica sia intesa in entrambe le direzioni dell'edificio.

Con riferimento al progetto del 1968, i carichi vengono calcolati seguendo le prescrizioni Normative senza considerare la componente sussultoria del sisma. Per quanto riguarda le forze sismiche, la progettazione avviene nelle due direzioni sia per i telai longitudinali che per quelli trasversali, ed il valore della forza sismica di base è sempre data dal prodotto della massa di impalcato per il coefficiente sismico.

Il valore delle forze sismiche assorbite da ciascun telaio è calcolato mediante il rapporto tra l'inerzia totale delle colonne del telaio di calcolo, rispetto la somma delle inerzie dei pilastri di tutti i telai moltiplicate per i taglianti totali di piano.

Se invece si analizza il progetto del 1963, retto dalla Norma del 1962 e dalla relativa Circolare, si nota che tutto il calcolo è ancora effettuato secondo le pratiche progettuali del 1937 anche se in realtà, vengono progettati entrambi i telai nelle due direzioni.

Esiste allora una zona di sovrapposizione delle due Norme che ad ogni modo si fa risentire fino al 1968 essendo la ripartizione effettuata per inerzie anziché per

rigidezze. La ripartizione per rigidezze è stata osservata in un progetto del 1971 che ricalca oltre questo aspetto le progettazioni già osservate.

L'aspetto dinamico dell'azione sismica viene per la prima volta preso in considerazione in maniera consistente con il *D.M. 03/03/1975*. La mappa di intensità sismica cui fa riferimento il D.M. del 1975 è di seguito riportata in figura 13.

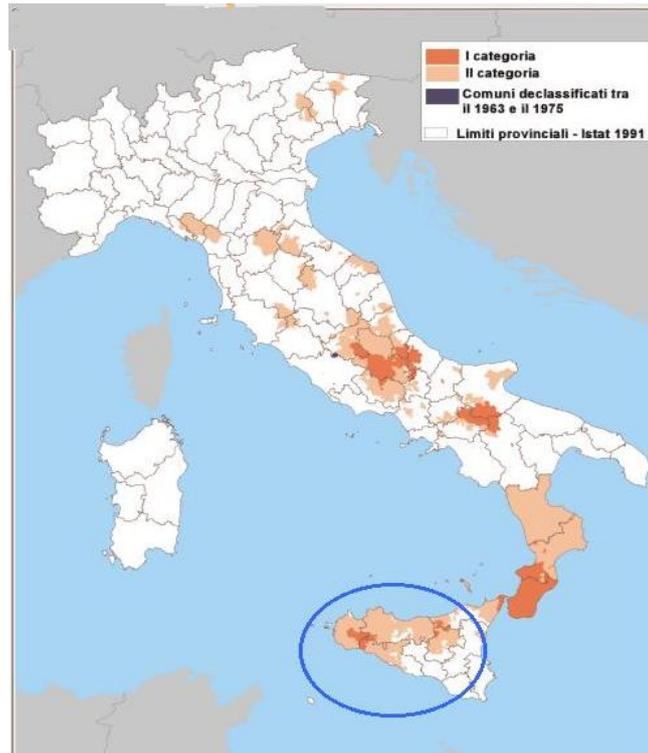


Figura 13 - classificazione sismica al 1975

La grande novità di questa Normativa è l'introduzione del periodo fondamentale di vibrazione e di conseguenza dello spettro di progetto associato. In sostanza le accelerazioni di ancoraggio dello spettro rimangono uguali a quelle della Norma precedente ma questa volta l'azione sismica viene calcolata in funzione del periodo di vibrazione e del coefficiente di risposta che praticamente rappresenta un "antenato" dell'attuale coefficiente di struttura.

Oltre agli aspetti legati al tipo di progettazione e alla pratica progettuale di riferimento, il maggiore problema, è quello di ritrovare odiernamente delle costruzioni in territori classificati sismicamente che invece in passato hanno subito una semplice progettazione di tipo gravitazionale. Questo aspetto è molto evidente se

si confronta la mappa di intensità sismica del 1975 con la attuale classificazione del territorio Nazionale riportata in figura 14.

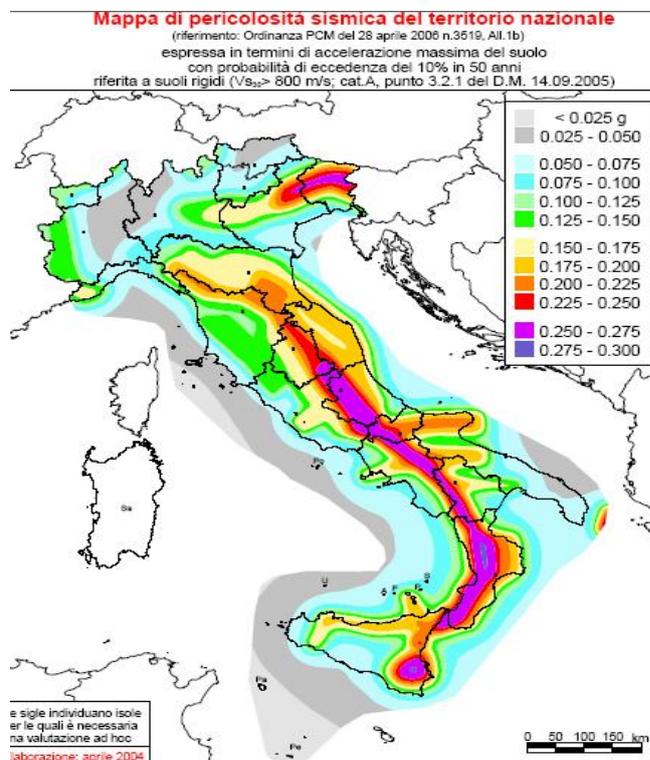


Figura 14 - classificazione sismica al 2005

Questa mappa di pericolosità sismica valutata secondo un periodo di ritorno di 475 anni, ovvero con una probabilità di occorrenza del 10% in 50 anni, è stata emanata dalla OPCM 3519 del 28 aprile 2006 [5] ed è legata al D.M. del 2005 [6] e all’OPCM 3431 del 2005 [7], e mostra come molte zone della penisola Italiana siano state riclassificate sismicamente rispetto gli anni precedenti mettendo quindi in risalto il problema degli edifici esistenti che oggi si trovano in zone ad alta pericolosità sismica.

1.4 EVOLUZIONE DEI MATERIALI STRUTTURALI

L’importanza delle proprietà dei materiali è particolarmente sentita dalla impostazione della nuova Normativa sismica e dall’ EC8 che in funzione delle prove effettuate sui materiali di una struttura stabiliscono un determinato livello di conoscenza che è identificato da un fattore di sicurezza attraverso il quale si

decurtano le proprietà dei materiali. Sia il calcestruzzo che l'acciaio d'armatura, hanno avuto un continuo miglioramento dal punto di vista prestazionale, sia grazie alle nuove tecnologie di produzione, che ai criteri di accettazione che si sono sviluppati con l'aggiornamento delle Norme tecniche sulle costruzioni nel corso degli anni.

Le proprietà e la qualità dei materiali hanno una duplice importanza sia dal punto di vista del dimensionamento degli elementi all'atto della progettazione e realizzazione dell'edificio esistente, che dal punto di vista della risposta strutturale ovvero della capacità che possono offrire. Conoscere le proprietà dei materiali è utile nella fase di progetto simulato assegnando le tensioni ammissibili corrispondenti ad una determinata tipologia di acciaio o resistenza del calcestruzzo (ed in funzione di un anno di progettazione). E' anche importante conoscere le proprietà dei materiali dal punto di vista dello snervamento dell'acciaio o della rottura del calcestruzzo, per poter valutare ad esempio le caratteristiche di duttilità e di resistenza di una sezione o di un elemento in c.a. .

1.4.1 Il calcestruzzo

Per quanto riguarda il calcestruzzo l'evoluzione Normativa nel tempo ha favorito e migliorato i controlli di accettazione che venivano effettuati per la realizzazione delle opere. Nella tabella 1 sono descritti i requisiti di accettazione dei calcestruzzi dal R.D. del 1933 al R.D. del 1939 [1] che come si è detto guiderà la progettazione delle costruzioni fino ai primi anni '70.

	R. DECRETO LEGGE 29/7/1933 n° 1213 Norme per l'accettazione dei leganti idraulici e per l'esecuzione delle opere in congl. cementizio	R. DECRETO LEGGE 16/11/1939 n° 2228 Norme per l'accettazione dei leganti idraulici
Requisiti di accettazione dei cementi	Resistenze a trazione e compressione dei cementi (kg/cm ²) -a resistenza normale: trazione: 25 (7 gg); 30 (28 gg) compressione:350 (7 gg); 450 (28 gg) - ad alta resistenza: trazione: 20 (3 gg); 30 (7 gg); 35 (28 gg) compressione:250 (3 gg); 450 (7 gg); 600 (28 gg)	Resistenze a trazione e compressione dei cementi a lenta presa (kg/cm ²) -a resistenza normale: trazione: 26 (7 gg); 32 (28 gg) compressione:380 (7 gg); 500 (28 gg) -ad alta resistenza: trazione: 21 (3 gg); 31 (7 gg); 37 (28 gg) compressione:290 (3 gg); 500 (7 gg); 680 (28 gg)

Tabella 1 - Controlli di accettazione calcestruzzo

Per quanto riguarda le tensioni ammissibili, con riferimento al R.D. 2229/39 si legge:

CAPO III		
Norme di progettazione		
Art. 18.		
Il carico di sicurezza del conglomerato nella sollecitazione di <u>pressione semplice</u> , deve assumersi come segue:		
	σ_c (Kg/cmq)	$\sigma_{r,28}$ (Kg/cmq) minimo
Conglomerato di cemento idraulico normale (Portland)...	35	120
Conglomerato di cemento ad alta resistenza o alluminoso	45	160
Quando sia eseguita la determinazione preventiva della resistenza cubica a 28g. e questa sia costantemente controllata durante l'esecuzione del lavoro	$\sigma_{r,28}/3 \leq 60$	180
Il carico di sicurezza del conglomerato nella sollecitazione di <u>flessione e di flessione e pressione</u> , deve assumersi come segue:		
	σ_c (Kg/cmq)	$\sigma_{r,28}$ (Kg/cmq) minimo
Conglomerato di cemento idraulico normale (Portland)...	40	120
Conglomerato di cemento ad alta resistenza o alluminoso	50	160
Quando sia eseguita la determinazione preventiva della resistenza cubica a 28g. e questa sia costantemente controllata durante l'es. del lavoro	$\sigma_{r,28}/3 \leq 75$	225

Per conglomerati con resistenza maggiore di 225 Kg/cmq si accettava anche l'utilizzo della seguente formulazione:

$$\sigma_c = 75 + \frac{\sigma_{r,28} - 225}{9}$$

Nella quale si incomincia ad intravedere la formula per il calcolo della tensione ammissibile utilizzata dal 1972 ad oggi. In realtà dallo studio effettuato da progetti di edifici esistenti dal 1960 al 1970, nella maggioranza dei casi si considera per la pressione semplice una tensione del calcestruzzo pari a 40 Kg/cmq e per la flessione e presso flessione una tensione ammissibile pari a 75 Kg/cmq.

Per quanto riguarda le proprietà medie della resistenza a rottura del calcestruzzo si fa riferimento ad una campagna sperimentale effettuata sullo studio di centinaia di provini di calcestruzzo testati dal '60 al '70 da laboratori ufficiali di prova [8] da cui si è ricavata una statistica sulla distribuzione delle resistenze dei calcestruzzi

utilizzati all'epoca di costruzione. In particolare facendo riferimento alle opere in c.a. commissionate da privati, si è valutata la seguente distribuzione di frequenze sulle resistenze dei provini in calcestruzzo:

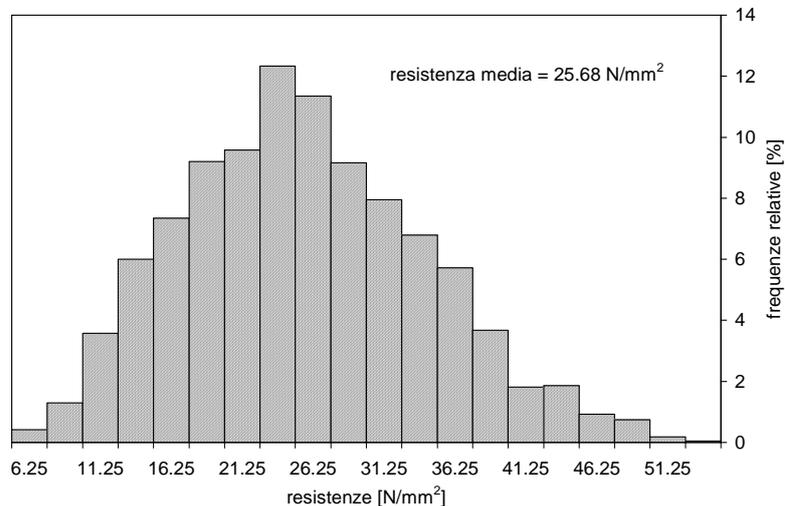


Figura 15 - Distribuzione delle frequenze sulle resistenze dei calcestruzzi anni '60

Alla distribuzione di figura 15 corrispondono i seguenti dati statistici:

Resistenza media	[N/mm ²]	25.68
Scarto quadratico medio	[N/mm ²]	8.64
C.O.V.		33.64%
Coefficiente di asimmetria		0.314
Coefficiente di curtosi		2.739

Tabella 2 – Caratteristiche delle resistenze dei calcestruzzi

Si noti come la resistenza media (cubica) sia tutto sommato bassa considerando il fatto che con il metodo semiprobabilistico ci si riferisce a valori caratteristici al quinto percentile decurtati del coefficiente di sicurezza. Inoltre la dispersione risulta elevata, registrando un indice di variazione maggiore del 30%.

1.4.2 L'acciaio

Anche per gli acciai conviene distinguere le proprietà che fanno riferimento alle tensioni ammissibili utilizzate in funzione dell'anno di progettazione e realizzazione, da quelle che invece si riferiscono alle caratteristiche di snervamento medio delle

barre. Per quanto riguarda le tensioni ammissibili adoperate, tralasciando il periodo che va dal 1927 (R.D. 1981 del 04/09/1927) al 1938 (R.D. 1213 del 29/07/1933), in cui viene considerata una tensione ammissibile per tutti i tipi di acciai pari a 1200 Kg/cm², principalmente dal 1939 (R.D. 2229 del 16/11/1939) al 1964 (Circ. 1472 del 23/05/1957) vengono utilizzate in Italia tre tipologie di acciaio del tipo a barre lisce denominati Aq 42, Aq 50 e Aq 60. In realtà nell'arco temporale di riferimento le tensioni ammissibili e quelle di snervamento di questa tipologia di acciai hanno subito delle variazioni che sono sinteticamente riportate nella tabella 3.

Arco Temporale / Normativa	Tipologia Acciaio	Tensione Ammissibile Kg/cm ²	Tensione Snervamento Kg/cm ²	Tens di rottura Kg/cm ²	Tipologia barre
1939-1956 RDL 2228- 2229/30/31 del 16/11/1939	Aq 42	1400	2300	4200	Lisce
	Aq 50	2000	2700	5000	Lisce
	Aq 60	2000	3100	6000	Lisce
1957-1964 Circ. 1472 del 23/05/1957	Aq 42	1400	2300	4200	Lisce
	Aq 50	1600	2700	5000	Lisce
	Aq 60	1800	3100	6000	Lisce
1965-1973 Circ. 1472 del 23/05/1957 Circ. 1547 del 17/05/1965	Aq 42	1400	2300	4200	Lisce
	Aq 50	1600	2700	5000	Lisce
	Aq 60	1800	3100	6000	Lisce
	Normali	1900	3800	4600	Aderenza Migliorata
1974-1981 D.M. 30/05/1974	Feb 38k	1900 (2200 se controllati)	3800	4600	Aderenza Migliorata
	Feb 44k	2200 (2600 se controllati)	4400	5100	Aderenza Migliorata

Tabella 3 – Caratteristiche degli acciai

Come si evince dalla tabella 3, per gli acciai esiste una netta distinzione sia in termini di prestazioni meccaniche che di tecnologia di fabbricazione delle barre di armatura. Nel decennio '60 – '70 ad esempio è frequente ritrovare le barre lisce

d'armatura che venivano contraddistinte con la sigla Aq. Facendo riferimento ad una campagna sperimentale effettuata sullo studio di centinaia di provini di barre d'armatura metallica testati dal '60 al '70 da laboratori ufficiali di prova [9], si è potuta ricavare una statistica sulla distribuzione delle resistenze riscontrate all'epoca di costruzione che sono riassunte per tutti i tre tipi di acciai nelle tabelle che seguono:

Acciaio tipo Aq 42

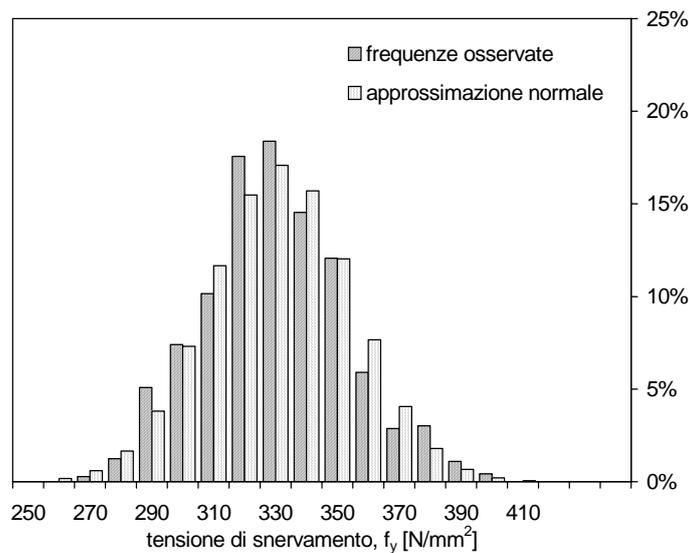


Figura 16 - Distribuzione delle frequenze acciai Aq 42

Acciaio Aq 42	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]	f_u/f_y	$A_{10\phi}$
Valore medio	325.4	467.1	1.440	28.81%
Valore massimo	397.4	499.9	1.812	39.16%
Valore minimo	265.0	420.1	1.096	20.00%
s.q.m.	23.165	21.718	0.086	0.031
C. O. V.	0.071	0.047	0.060	0.107
Indice di asimmetria	0.237	-0.342	0.311	-0.417
Indice di curtosi	3.015	2.008	3.941	3.365

Tabella 4 – Caratteristiche acciai Aq 42

L'acciaio tipo Aq 42 fornisce valori di snervamento e di rottura superiori a quelli stabiliti dalle Norme. In particolare il 40% in più rispetto il limite di snervamento ed il 10% rispetto alla rottura. Per quanto riguarda la deformazione, per questo tipo di

acciai il ramo piatto di platou è molto esteso rispetto agli acciai caratterizzati ad aderenza migliorata ed arriva fino al 3% di deformazione.

Acciaio tipo Aq 50

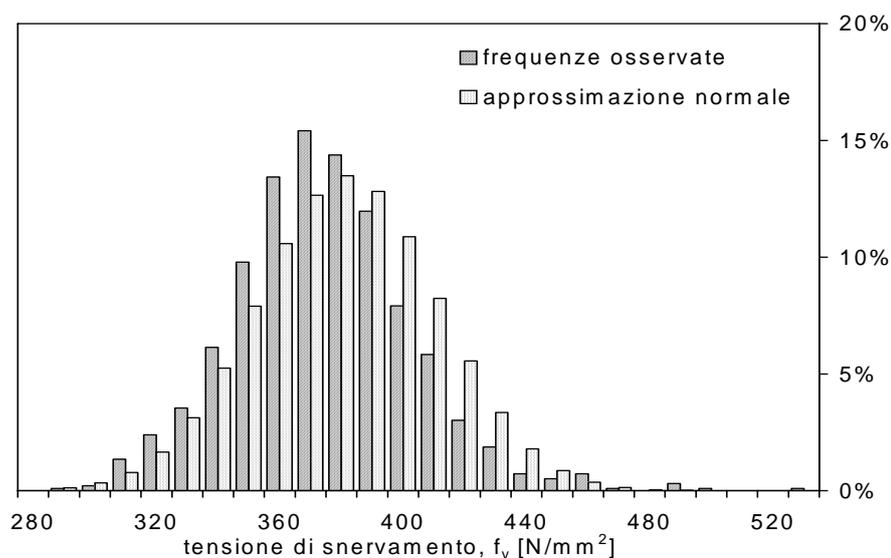


Figura 17 - Distribuzione delle frequenze acciai Aq 50

Acciaio Aq 50	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]	f_u/f_y	$A_{10\phi}$
valore medio	369.9	545.1	1.479	26.08%
valore massimo	530.0	599.6	1.845	56.48%
valore minimo	282.4	500.1	1.054	16.67%
scarto quadratico medio	29.449	26.854	0.097	0.040
C. O. V.	0.080	0.049	0.066	0.152
indice di asimmetria	0.573	0.159	0.043	3.449
indice di curtosi	4.751	2.002	3.640	27.288

Tabella 5 – Caratteristiche acciai Aq 50

L'acciaio tipo Aq 50 fornisce valori di snervamento e di rottura superiori a quelli stabiliti dalle Norme. In particolare il 37% in più rispetto al limite di snervamento ed il 9% rispetto alla rottura. Per quanto riguarda la deformazione, per questo tipo di acciai il ramo piatto di platou è molto esteso rispetto agli acciai caratterizzati ad aderenza migliorata ed arriva fino al 3% di deformazione.

Acciaio tipo Aq 60

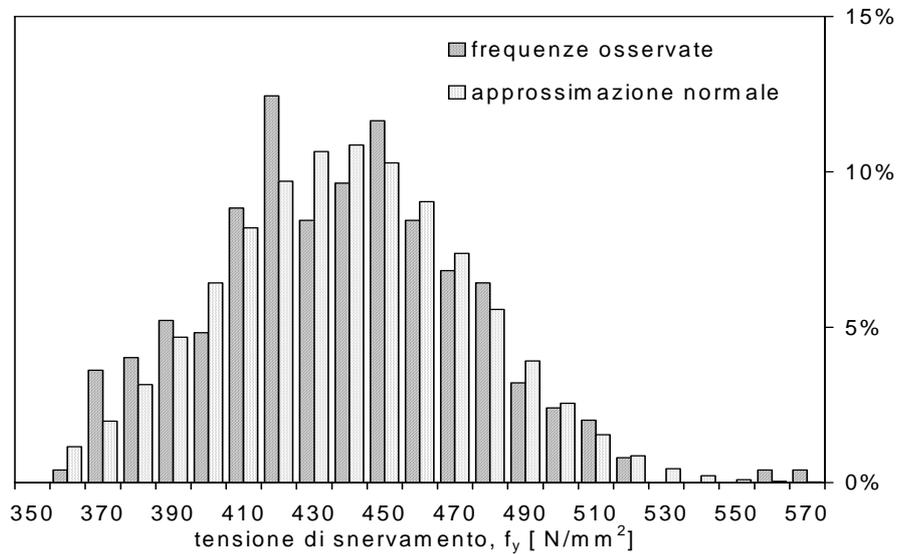


Figura 18 - Distribuzione delle frequenza acciai Aq 60

Acciaio Aq 60	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]	f_u/f_y	$A_{10\phi}$
valore medio	432.6	634.0	1.473	22.46%
valore massimo	560.8	698.5	1.750	32.00%
valore minimo	353.74	600.5	1.199	14.00%
scarto quadratico medio	36.588	28.691	0.103	0.030
C. O. V.	0.085	0.045	0.070	0.132
indice di asimmetria	0.272	0.801	-0.044	0.094
indice di curtosi	3.135	2.382	3.105	3.215

Tabella 6 – Caratteristiche acciai Aq 60

L'acciaio tipo Aq 60 fornisce valori di snervamento e di rottura superiori a quelli stabiliti dalle Norme. In particolare il 40% in più rispetto il limite di snervamento ed il 5% rispetto alla rottura. Per quanto riguarda la deformazione, per questo tipo di acciai il ramo piatto di platou è molto esteso rispetto agli acciai caratterizzati ad aderenza migliorata ed arriva fino il 3% di deformazione.

Si osservi che per tutti i tipi di acciai i valori di snervamento e di rottura sono superiori a quelli dichiarati dalle Norme. In questo modo si facilitavano i controlli di

accettazione visto che gli acciai prodotti in stabilimento non erano controllati così come si incomincerà a fare dopo il 1981.

Il problema legato alle barre lisce riguarda soprattutto le scarse prestazioni in termini di aderenza. Infatti, ad esempio, una colonna sottoposta a prova monotona mostra una capacità di spostamento notevole legata soprattutto allo slip che nasce all'attacco colonna-fondazione che produce una sorta di spostamento rigido intorno alla molla rotazionale tensione-scorrimento della barra. Se invece la colonna viene provata ciclicamente si noterà un andamento dei cicli di carico e scarico che formano un otto non riuscendo a dissipare l'energia che assorbono per l'instaurarsi di un elevato effetto di pinching.

1.5 REGOLARITA' STRUTTURALE

La regolarità strutturale è un aspetto fondamentale del comportamento dinamico di una struttura. La regolarità generalmente è intesa come irregolarità in pianta ed in elevazione. Risulta chiaro che le irregolarità inducono delle maggiori richieste, in termini di spostamento e di sollecitazione sugli elementi più eccentrici e favoriscono la formazione di meccanismi di collasso locale che come è ovvio non danno la possibilità di sfruttare al meglio le capacità dissipative delle strutture con conseguente diminuzione della duttilità delle stesse.

La moderna concezione ingegneristica definisce un edificio regolare in base alla sua regolarità in pianta ed in elevazione [10]:

In particolare un edificio è *regolare in pianta* se:

- a) La configurazione in pianta è compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidità;
- b) Il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui l'edificio risulta inscritto è inferiore a 4;
- c) Almeno una dimensione di eventuali rientri o sporgenze non supera il 25 % della dimensione totale dell'edificio nella corrispondente direzione;

d) I solai possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti.

La posizione del baricentro delle masse CM e quello delle rigidezze CR nonché la loro distanza relativa è di fondamentale importanza per poter ridurre gli effetti torsionali che nascono per effetto di una forza orizzontale che passa per il baricentro delle masse. In figura 19 sono mostrati degli esempi di regolarità favorevole e sfavorevole che si possono ritrovare.

Risulta chiaro che le irregolarità in pianta inducono delle maggiori richieste, in termini di spostamento e di sollecitazione, sugli elementi più eccentrici dal punto di vista torsionale.

Per quanto riguarda le scelte della pianta dell'edificio, forme rettangolari sono preferibili a forme a T, L, ed U in quanto strutture con angoli rientranti sono soggette ad un movimento relativo fra i solai che può portare a distacchi tra le parti, e quindi a risposte strutturali non previste (figura 20).

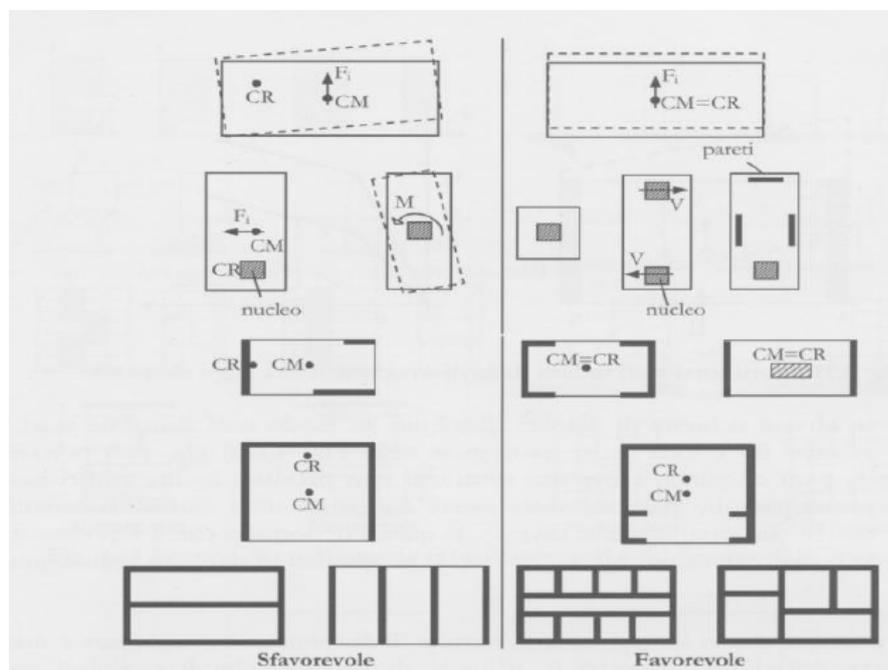


Figura 19 - Esempi di irregolarità in pianta

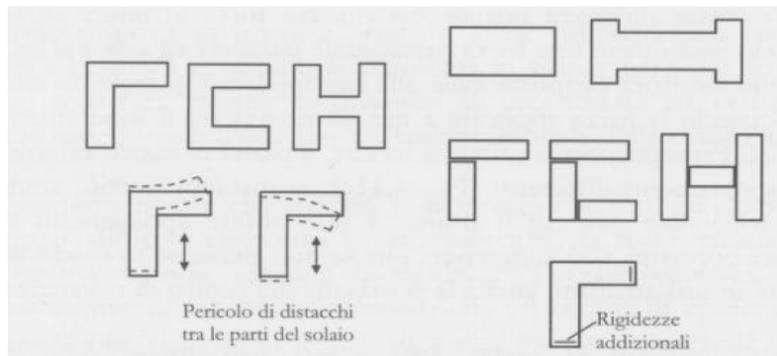


Figura 20 -- Esempi di irregolarità in pianta

Per poter ovviare a problemi di irregolarità in pianta (figura 20) è utile in molti casi giuntare le parti e studiare le strutture separatamente.

Le irregolarità in elevazione sono assenti se:

- a) Tutti i sistemi resistenti verticali dell'edificio (quali telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza dell'edificio;
- b) Massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla cima dell'edificio (le variazioni di massa da un piano all'altro non superano il 25 %, la rigidezza non si abbassa da un piano al sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%);
- c) Il rapporto tra resistenza effettiva e resistenza richiesta dal calcolo nelle strutture intelaiate progettate in Classe di Duttilità Bassa non è significativamente diverso per piani diversi (il rapporto fra la resistenza effettiva e quella richiesta calcolata ad un generico piano non deve differire più del 20% dall'analogo rapporto determinato per un altro piano); può fare eccezione l'ultimo piano di strutture intelaiate di almeno tre piani;
- d) Eventuali restringimenti della sezione orizzontale dell'edificio avvengono in modo graduale da un piano al successivo, rispettando i seguenti limiti: ad ogni piano il rientro non supera il 30% della dimensione corrispondente al primo piano, né il 20%

della dimensione corrispondente al piano immediatamente sottostante. Fa eccezione l'ultimo piano di edifici di almeno quattro piani per il quale non sono previste limitazioni di restringimento.

L'importanza di questi 4 punti è sinteticamente indicata nella figura 21 in cui sono messi in evidenza i problemi che si possono riscontrare per le irregolarità in elevazione. Ad esempio si può osservare come una irregolarità in termine di rigidezza e di resistenza possa portare ancora ad una volta alla formazione di meccanismi di collasso di tipo locale.

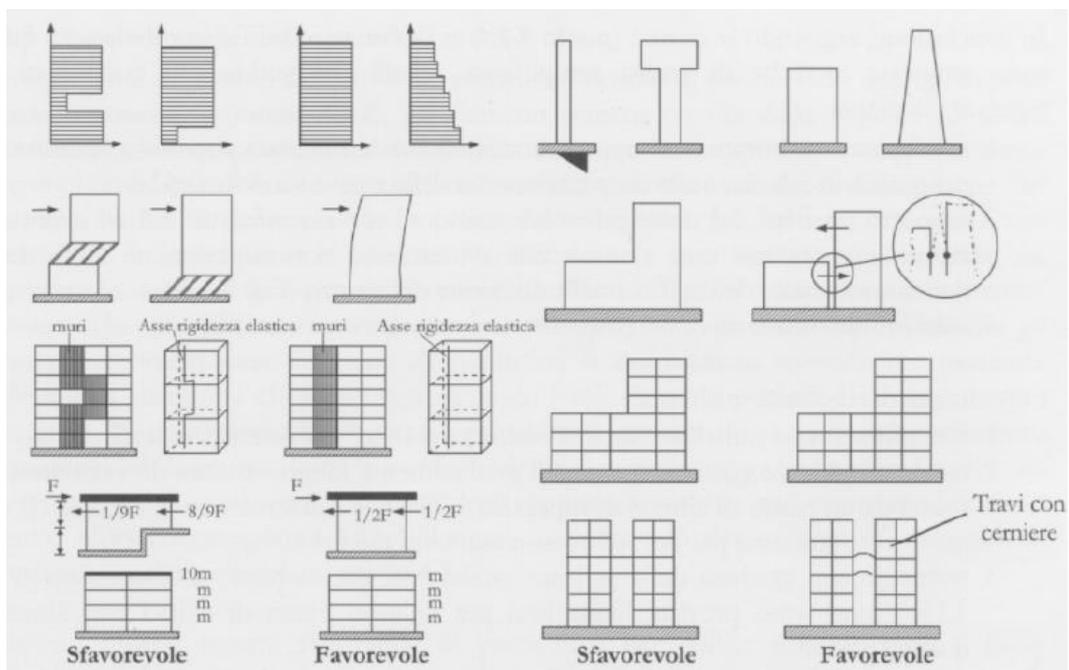


Figura 21 -- Esempi di irregolarità in elevazione

Per gli edifici esistenti del periodo '50-'70 non esiste nessuna indicazione sul concetto di regolarità. Il primo e più importante dei motivi è che in passato non era semplice studiare e progettare edifici tridimensionali e quindi risultava complicato intendere questo tipo di comportamenti. In realtà benché la manualistica dell'epoca dia delle informazioni sullo studio dei treni di telai e la Normativa del 1962 introduca il concetto di ripartizione delle forze sismiche in funzione della rigidezza sia traslante che torsionale individuando anche il baricentro delle rigidezze oltre che quello delle masse, dallo studio di molti progetti degli anni '60 -'70 si è osservato che per gli

edifici progettati in zona sismica era uso comune considerare l'impalcato infinitamente deformabile, e studiare separatamente alcuni telai rappresentativi dell'edificio da realizzare non consentendo naturalmente l'effetto delle eventuali eccentricità strutturali intrinseche alla struttura. Con riferimento alla figura 22, ripresa da un progetto di un edificio esistente in c.a. si noti lo sfalsamento tra gli impalcati che produce una irregolarità in elevazione e la potenziale rottura fragile dei pilastri che separano i due telai a quote differenti di impalcato.

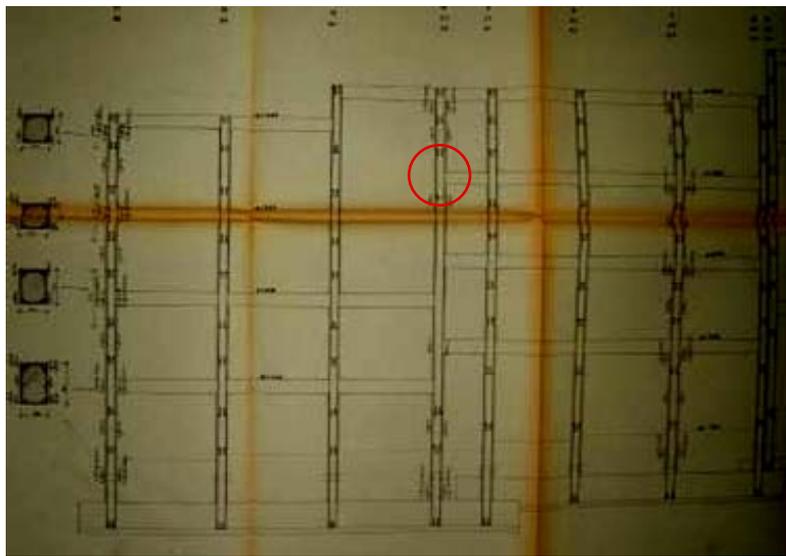


Figura 22 -- Esempio di irregolarità in elevazione

1.6 I DIAFRAMMI

Con diaframmi si intendono i solai che possono presentare carenze sia dal punto di vista statico che di ripartizione delle forze sismiche. Il primo punto riguarda soprattutto i solai prefabbricati e quelli gettati in opera nel periodo 50-70. Il maggior problema che si può riscontrare in questo tipo di elementi è la mancanza di fasce piene che possa assorbire il taglio prodotto dai carichi agenti (figura 23a). Non è raro osservare anche fenomeni di eccessiva deformabilità degli stessi per le esigue sezioni di cui sono composti e le basse percentuali di armatura che favoriscono l'innescò di fenomeni fessurativi portando ad evidenti problemi di corrosione le armature interne dei travetti (Figura 23b). Inoltre come già osservato precedentemente non sono rari i

casi di crisi per taglio per effetto di sfilamento di barre non adeguatamente ancorate nelle travi.



Figura 23 – solai- mancanza di fasce piene (a) – Corrosione armature (b)

1.7 I PARTICOLARI COSTRUTTIVI

I particolari costruttivi incidono sulla capacità sismica in maniera sensibile soprattutto per quanto riguarda le crisi di tipo fragile. Si riscontrano spesso negli edifici esistenti in c.a. problemi legati al non efficace ancoraggio delle barre di armatura, alla mancanza di staffe nei nodi, a passi di staffe non adeguati per poter assorbire le sollecitazioni taglianti e confinare efficacemente le sezioni in c.a. . Inoltre problema non di seconda importanza, è anche lo spessore dei copriferri che molte volte risultando ridotto, è soggetto a fenomeni di distacco per effetto della corrosione delle armature (a seguito di fessurazioni o carbonatazione) che diminuisce notevolmente sia le prestazioni meccaniche dell'acciaio di armatura che il diametro stesso dei ferri. Nella figura 24, sono rappresentate le prescrizioni di un progetto di un edificio esistente in zona sismica di prima categoria nel 1960. Si noti la dicitura “staffe dei pilastri $\phi 6/20\text{cm}$ ” .

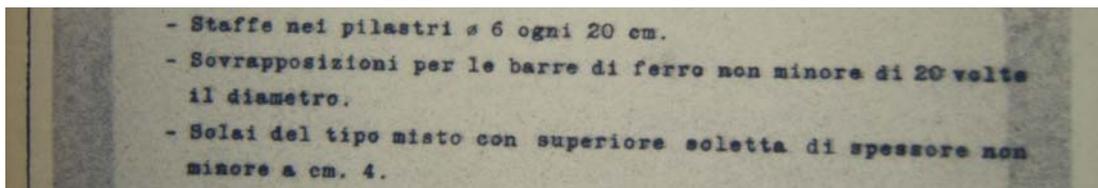


Figura 24 – indicazione delle staffe

Facendo riferimento alla figura 25, si noti l'assenza di indicazioni per quanto riguarda gli ancoraggi dei ferri longitudinali, oppure il passo delle staffe:

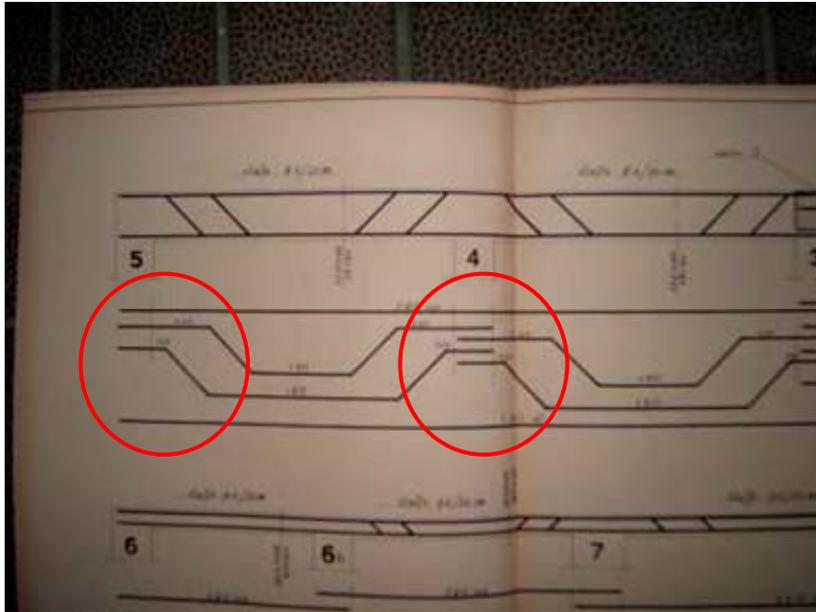


Figura 25 – Scarsa lunghezza di ancoraggio

I due grossi problemi che si possono riscontrare in un elemento così armato riguardano sia quelli di momento resistente, visto che è difficile capire quale sia l'effettivo ancoraggio di questi ferri, e sia problemi dovuti allo sfilamento delle barre e di conseguenza al meccanismo di taglio che nasce che non può più essere assorbito dall'armatura in trazione.

Infine con riferimento alla figura 26 risulta improbabile ritrovare nell'edificio esistente l'armatura superiore progettata!

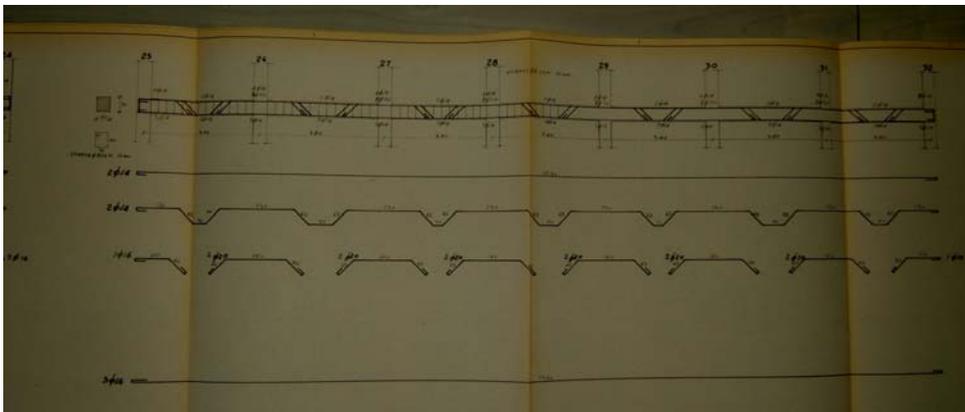


Figura 26 – Armature travata

CAPITOLO II

LA PROCEDURA MECCANICA

2.1 INTRODUZIONE

Come sottolineato nel CAP I, la problematica degli edifici esistenti nel nostro paese è particolarmente sentita, viste le notevoli percentuali e le condizioni del patrimonio edilizio nazionale. L'individuazione di potenziali edifici a rischio sul territorio è dunque un'operazione necessaria volta a definire una strategia per prevenire futuri disastri, riducendo le perdite sociali ed economiche.

Si pone quindi il problema di determinare la vulnerabilità (o fragilità secondo la moderna dizione) degli edifici presenti sul territorio attraverso uno studio che è finalizzato alla misura della sicurezza riferita ad aggregati urbani.

Lo scopo è di fornire ed affinare delle procedure di calcolo che rendano possibile delle valutazioni di affidabilità del costruito dal punto di vista dello studio di una popolazione di edifici appartenenti ad un'area, un quartiere o comunque facenti parte di un agglomerato urbano. Un tale approccio è notevolmente importante per poter stimare la percentuale di edifici a rischio presenti sul territorio e prospettare degli scenari post evento sismico. Nel presente capitolo si mostreranno le metodologie di calcolo che vengono utilizzate per lo studio della vulnerabilità degli edifici esistenti in c.a. . In particolare dopo aver definito i concetti di rischio sismico e relativa vulnerabilità si mostrerà una metodologia di tipo meccanico basata sul progetto simulato attraverso la quale è possibile fornire in maniera rigorosa o approssimata delle curve di fragilità di classi omogenee di edifici esistenti.

2.2 IL RISCHIO SISMICO

A seguito di un evento sismico, il rischio sismico è definito in termini economici come la possibile perdita di proprietà o di funzionalità degli edifici e delle strutture. In altre parole il rischio è definito come la probabilità che in un certo intervallo di tempo venga raggiunto un prefissato livello di perdita . La variabile che caratterizza il livello di perdita è rappresentata da un indice che indica tutti i possibili livelli di

perdita che vanno dalla piena funzionalità al collasso. La perdita è identificata solitamente nel costo da sostenere per riportare il sistema danneggiato alle condizioni che esso aveva prima dell'evento sismico. Dal punto di vista quantitativo si può esprimere il rischio con una relazione che lega la pericolosità sismica, la vulnerabilità e l'esposizione. La pericolosità di un' area è definita come la probabilità che in un certo intervallo di tempo si verifichi nell'area in esame un terremoto con una data intensità. La vulnerabilità è invece definita come la tendenza che hanno persone o beni a subire danni o modificazioni a causa di un dato terremoto. Tali danni possono portare alla momentanea perdita di funzionalità o anche alla totale irrecuperabilità. L'esposizione indica la qualità e la quantità dei beni esposti al pericolo sismico, il numero di persone coinvolte e la loro capacità di reazione. In maniera semplificata il rischio si può esprimere secondo la seguente relazione:

$$\text{Rischio Sismico} = \text{Pericolosità} \times \text{Vulnerabilità} \times \text{Esposizione}$$

Tralasciando le problematiche relative all'esposizione, e quindi legate al rischio urbano e infrastrutturale competenza delle materie di pianificazione urbanistica, se con i livelli di perdita si indicano gli aspetti legati al danno strutturale, e quindi agli stati limite che possono essere raggiunti a seguito di un evento sismico, allora il rischio si può definire come la probabilità di collasso in un intervallo temporale la cui funzione di stato limite Z è non positiva se la corrispondente condizione limite è raggiunta oppure superata.

Nel caso sismico e dal punto di vista strutturale, la funzione di stato Z può essere espressa confrontando la domanda sismica (D), che rappresenta la prestazione richiesta alla struttura dall'azione sismica, e la capacità (C) della struttura stessa che in generale può essere rappresentata in termini di spostamento o di resistenza [11]. Secondo queste definizioni, indicando con P_f la funzione di probabilità di failure, il rischio può essere espresso mediante la seguente formulazione:

$$P_f = P[Z \leq 0] = P[C \leq D] \quad (2.1)$$

La maniera per poter valutare questa probabilità consiste nel separare la stima della risposta strutturale da quella probabilistica della domanda [12]:

$$P_f = P[Z \leq 0] = P[C \leq D] = \sum_a P[C \leq D | IM = a] \cdot P[IM = a] \quad (2.2)$$

Nella (2.2) il primo termine indica la fragilità (vulnerabilità) che rappresenta la probabilità di failure per una determinata intensità sismica IM, mentre il secondo termine indica la pericolosità sismica al sito, che rappresenta la probabilità di accadimento di un terremoto di intensità IM pari ad a, ed in cui IM è una generica quantità spettrale. L'equazione (2.2) può essere applicata sia ad una singolo sistema strutturale che ad una classe di strutture. In quest'ultimo caso, la probabilità di failure si interpreta come la frazione di edifici della classe che ci si aspetta che collassino nel periodo temporale di riferimento. In questo senso la capacità e la domanda trattate dal punto di vista probabilistico assumono determinati valori che dipendono dall'aleatorietà della risposta strutturale. In particolare, la variabilità della capacità e della domanda, è data sia dalla variabilità di classe di edifici (incertezze legate ai sistemi strutturali, alle proprietà dei materiali, al modello di calcolo), e sia dalla probabilità di accadimento dell'intensità sismica.

2.3 LA PERICOLOSITA' SISMICA

La pericolosità sismica rappresenta una misura delle potenzialità distruttive del terremoto. Una definizione più corretta può essere data in termini probabilistici definendo la pericolosità (hazard) come la probabilità di superamento di una prefissata ordinata spettrale per un fissato periodo (o PGA) in un arco temporale di riferimento.

Da questo punto di vista, lo studio della pericolosità sismica conduce alla costruzione delle curve di pericolosità che per un assegnato periodo o accelerazione di picco al suolo, mettono in relazione l'ordinata spettrale di accelerazione con una certa probabilità di superamento che generalmente è data in un arco temporale di 50 anni.

Naturalmente ogni zona territoriale, a causa della diversa storia di eventi sismici subiti nel corso degli anni avrà differenti curve di pericolosità (figura 1)

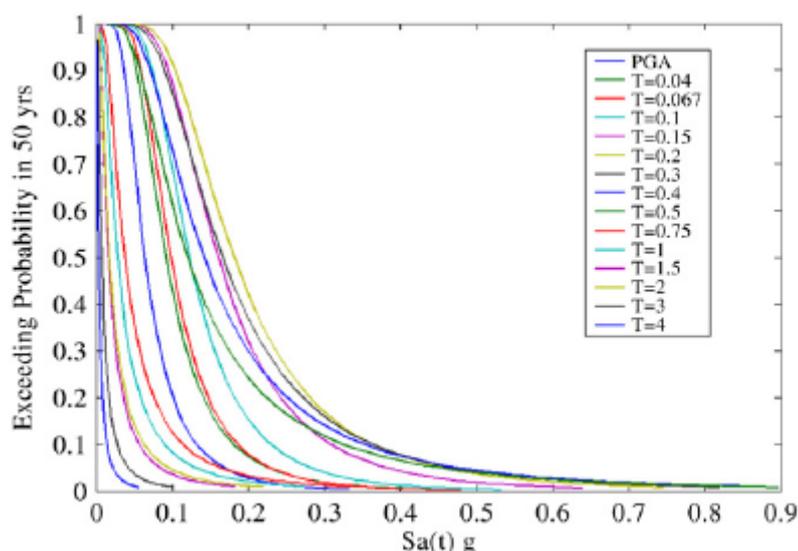


Figura 1- Curve di Pericolosità

La valutazione delle curve di pericolosità viene effettuata attraverso degli studi statistici basati sui database dei terremoti passati ed è materia degli studi di geofisica. Attualmente nel nostro paese, accedendo al sito del INGV (Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia) esiste la possibilità di visualizzare le mappe di pericolosità di tutta Italia (*Interactive maps of seismic hazard; <http://esse1-gis.mi.ingv.it>*) che forniscono in funzione della longitudine e della latitudine i valori di accelerazione spettrale e di PGA al variare della probabilità di superamento in 50 anni, dei percentili e del periodo.

Di seguito vengono mostrate alcune mappe di pericolosità che possono essere reperite sul citato sito internet dell'INGV, che rappresentano diversi valori di probabilità di superamento dell'accelerazione spettrale a periodi prefissati in tutta la penisola italiana.

Di contro c'è da dire che i valori forniti da queste mappe sono riferiti al bed-rock non tenendo quindi in conto l'effetto di amplificazione dei terreni.

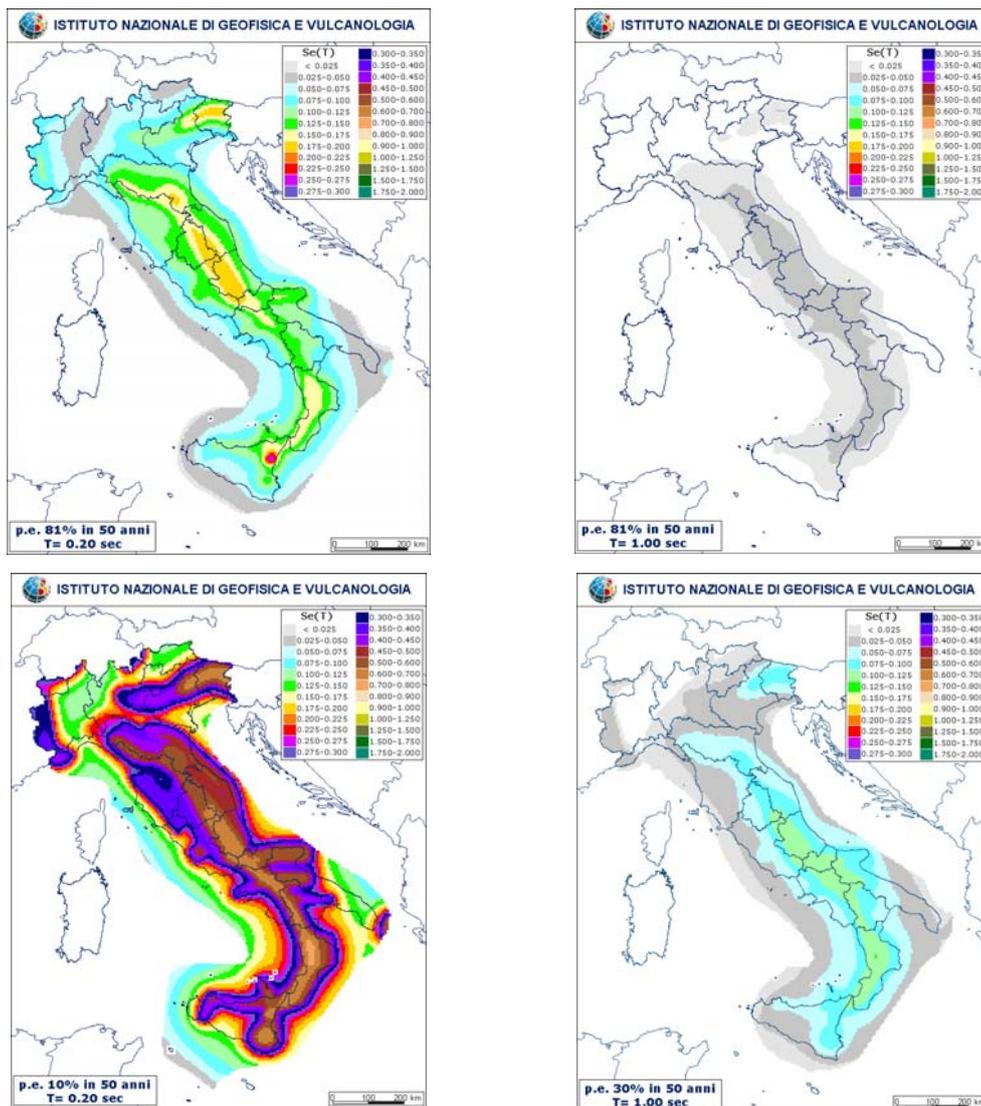


Figura 2 – Mappe di pericolosità del territorio Nazionale

Ad ogni modo, ricavate le curve di pericolosità e fissata una probabilità di superamento, si possono calcolare gli spettri di accelerazione e conseguentemente quelli di spostamento. In particolare di seguito è mostrato uno spettro ad hazard uniforme, ricavato dalle curve di pericolosità di fig. 1 corrispondente ad una probabilità di superamento del 10% in 50 anni (ovvero con periodo di ritorno di 475 al cinquantesimo percentile, che secondo l'attuale Normativa Italiana corrisponde allo stato limite ultimo o a quello di danno severo rispettivamente per gli edifici di nuova progettazione ed esistenti):

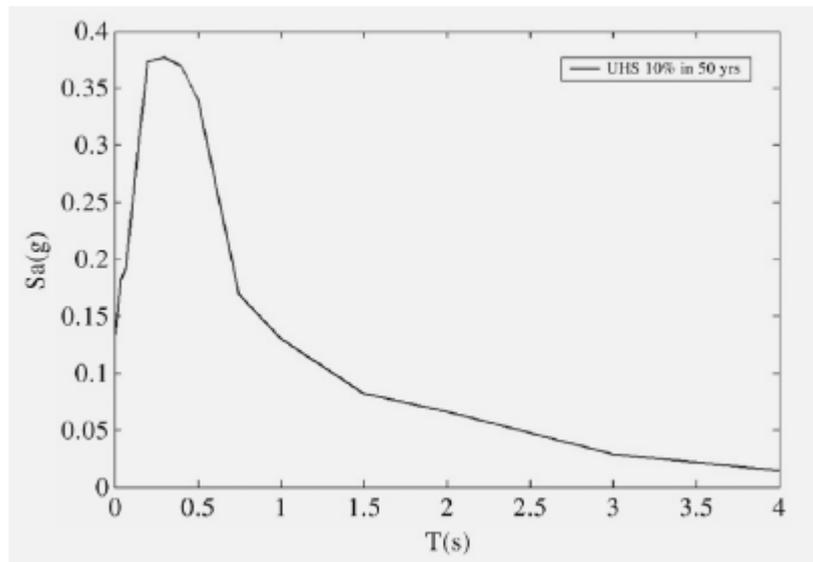


Figura 3 - Spettro ad Hazard Uniforme

2.4 LA VULNERABILITA' SISMICA

La vulnerabilità sismica in linea generale rappresenta la propensione di persone, beni o attività a subire danni al verificarsi dell'evento sismico.

Il concetto di vulnerabilità è retto da tre componenti che sono:

- Vulnerabilità diretta : che definisce la propensione di un singolo elemento fisico o complesso a subire danni per effetto di un terremoto.
- Vulnerabilità indotta : che viene definita in base alla crisi che viene indotta dal collasso di un singolo elemento fisico o complesso
- Vulnerabilità differita : che definisce gli effetti che si manifestano nelle fasi successive all'evento sismico e alla prima emergenza

In questo contesto si vuole studiare la vulnerabilità sismica applicata al patrimonio edilizio e si farà riferimento alla vulnerabilità diretta. La vulnerabilità sismica di un edificio è quindi considerata come una misura della maggiore o minore propensione dell'edificio stesso a subire danni per effetto di un terremoto di assegnate caratteristiche.

La vulnerabilità mette quindi in relazione da un lato l'azione sismica, e dall'altro il danno che essa provoca sul sistema fisico. Per quanto riguarda l'azione sismica si possono scegliere diversi parametri per poterla identificare.

La scelta dell'intensità macrosismica come parametro rappresentativo è molto vantaggiosa per la grande disponibilità di dati che si hanno a disposizione visto la diretta correlazione della scala di intensità con i danni causati dal terremoto.

Di contro la scelta di questo parametro per la stima del danno in un'analisi strutturale, è difficilmente correlabile ai valori di tipo spettrale che permettono di esprimere la pericolosità. Risulta quindi più vantaggioso utilizzare le grandezze spettrali che oltre ad essere correlate alla pericolosità, offrono la possibilità di valutare il danno in un'analisi strutturale avendo un chiaro significato meccanico.

La scelta del parametro di danno è di solito più complessa. Un possibile aspetto può essere quello di correlare il danno ai costi economici da sostenere per ripristinare la struttura che è stata investita dall'azione sismica. In un'analisi di tipo strutturale il danno può essere legato al raggiungimento di determinati stati limite definiti attraverso il raggiungimento di specifici livelli di spostamento o di resistenza delle strutture.

Ad ogni modo al termine del processo di valutazione della vulnerabilità è possibile costruire una curva di fragilità (vulnerabilità) che mette in relazione il danno di un singolo edificio o di una classe di edifici con l'azione sismica.

In particolare la fragilità (vulnerabilità) in senso probabilistico esprime la probabilità di superamento di un prefissato stato limite per una fissata intensità sismica.

Il valore dell'intensità sismica può essere espresso in funzione della PGA, PGV, dello spostamento spettrale etc. a seconda degli scopi e del caso. Per ogni edificio, o per ogni classe di edifici, naturalmente, è possibile costruire più curve di fragilità, ognuna corrispondente ad un prefissato livello di danno.

Un esempio di curve di fragilità costruite in funzione dell'accelerazione di picco al suolo (PGA - peak ground acceleration) è riportato in figura 4.

I metodi di stima della vulnerabilità di un singolo edificio o di un aggregato, sono di vario tipo .

Fondamentalmente questi metodi possono essere divisi in tre categorie:

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

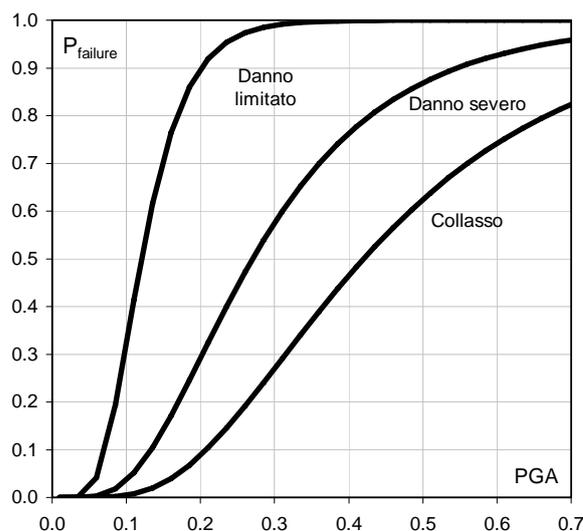


Figura 4- Curve di fragilità

Metodi meccanici

Il danno è valutato totalmente in maniera meccanico analitica. Si procede quindi ad un'analisi della struttura solitamente del tipo non lineare. Il danno è associato al raggiungimento di uno stato limite che può essere identificato dal raggiungimento di una rotazione limite o di un meccanismo di collasso della struttura, mentre l'azione è generalmente espressa in termini di quantità spettrali come ad esempio la PGA. L'attendibilità di questi metodi è quella ordinaria delle analisi strutturali applicate alle costruzioni esistenti. Questo tipo di metodo è comunemente applicato al calcolo della vulnerabilità di un singolo edificio di cui si ha un livello di conoscenza adeguato. Recentemente i metodi meccanici si sono evoluti per poter valutare la vulnerabilità di classi di edifici in c.a. ovvero di aggregati urbani. Il primo approccio semiquantitativo Calvi et. Al. 1999 [13] aggiornato in Pinho et. al.2003 [14], la valutazione della vulnerabilità viene effettuata sulla base di modelli meccanici

semplificati (meccanismi di collasso imposti e formulazioni semplificate per il calcolo dello spostamento) che necessitano di un limitato numero di dati di input rispetto alle informazioni generalmente disponibili per poter effettuare un'analisi di dettaglio. Diversamente il metodo proposto da Rossetto et. al. 2005 [15] utilizza un'analisi meccanica di tipo adattivo combinata con il metodo dello spettro di capacità. Tuttavia trascurando la variabilità dei parametri geometrici e strutturali che possono influenzare il comportamento delle strutture nell'ambito della stessa classe, si assume che un singolo edificio risulti rappresentativo di un'intera classe. Il punto critico degli approcci di natura meccanica è proprio quello di trovare un giusto equilibrio tra la raffinatezza del modello meccanico riferito alla singola struttura e l'impegno computazionale che ne deriva.

Metodi empirici

Questo tipo di approccio che è sicuramente il più diffuso, è basato sull'analisi statistica dei danni provocati dai terremoti [16]. Tuttavia l'accuratezza del metodo può essere affetta dalla mancanza di un database sufficientemente grande di osservazioni soprattutto per quanto riguarda gli edifici in c.a..

A differenza dei metodi meccanici, che valutano la vulnerabilità di un singolo edificio con un'analisi di dettaglio, i metodi tipologici valutano la vulnerabilità di aggregati urbani di edifici basandosi sulla definizione di classi caratterizzate da indicatori tipologici o funzionali [17],[18]. Ad esempio nella definizione di una classe intervengono i fattori quali la tipologia costruttiva, la morfologia in pianta, l'altezza, l'anno di costruzione etc..

Ad ogni classe è associabile una matrice di probabilità di danno o una curva di vulnerabilità. La verifica delle ipotesi formulate in sede di costruzione delle curve di vulnerabilità o delle matrici di danno è affidata all'elaborazione statistica dei danni causati dai terremoti passati agli edifici (*analisi a posteriori*). In questo modo assegnando un edificio ad una certa classe gli si assegna automaticamente la curva di vulnerabilità, o la matrice di probabilità di danno, che competono alla classe.

Metodi basati sul giudizio di esperti

I metodi basati sul giudizio degli esperti si basano sulla possibilità di attribuire ad ogni edificio un indice di vulnerabilità e cioè un numero v che viene determinato secondo certe regole sulla base di indicatori non più interpretati con significato tipologico ma come sintomi di una idoneità a sopportare i terremoti (ad esempio l'efficienza dei collegamenti, la resistenza dei materiali, la regolarità morfologica); in un secondo tempo si associa ad ogni valore dell'indice di vulnerabilità una curva di vulnerabilità o una matrice di probabilità di danno. Normalmente l'indice di vulnerabilità è calcolato in funzione di indici parziali corrispondenti a ciascun indicatore ed attribuibili a seguito di esami qualitativi dell'edificio. Questo tipo di metodo, del tipo semiquantitativo, o anche tipologico-diagnostico, attua delle valutazioni qualitative o quantitative dei fattori che governano la risposta sismica e le relative elaborazioni basate sulla conoscenza, pur conservando i caratteri di rapidità di impiego e di economicità, consentono di introdurre informazioni sulla regolarità, duttilità, sulle resistenze, geometria ecc... ottenendo la valutazione di un indice di vulnerabilità. Il problema di questi metodi è che non sono meccanico-analitici e quindi considerano il comportamento di tipologie di edifici sulla base dell'esperienza e della conoscenza.

Sicuramente tra tutti i metodi basati sul giudizio di esperti il più diffuso e quello che attualmente viene usato in Italia sono le *schede di vulnerabilità* di primo e secondo livello redatte dal Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti (GNDDT) del C.N.R. [19]

Il metodo HAZUS

Un metodo di studio che fornisce le curve di fragilità per classi omogenee di edifici è il metodo HAZUS [20]. Tale metodo risulta essere un ibrido fra i metodi statistico – osservazionali (empirici) e i metodi meccanici. In particolare le classi di edifici sono distinte per tipologia edilizia, per tipo di progettazione ed altezza totale. Per ogni classe, viene fornito il valore del periodo, della resistenza anelastica e dello spostamento capace ad ogni stato limite. Poiché il periodo effettivo è considerato costante per ogni classe di edifici, la curva di fragilità viene ricavata in maniera semplificata in funzione dello spostamento. In altre parole la cumulata di

spostamento, nel metodo HAZUS, coincide con la curva di fragilità di classe perché il periodo nell'ambito della stessa classe viene considerato costante. Inoltre la variabilità che viene considerata nella curva di fragilità è legata sostanzialmente alla variabilità della domanda e a quella del threshold (variabilità del modello non lineare). Pur riconosciuto come un ottimo strumento a livello internazionale c'è da dire che l'HAZUS è un metodo tarato sul costruito degli Stati Uniti d'America che è ben diverso da quello Europeo ed Italiano. Inoltre è più utile per analisi di scenario, ovvero di vulnerabilità, piuttosto che di rischio ove occorre l'intersezione con la pericolosità e l'esposizione.

2.5 IL METODO PROPOSTO PER LA VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITA'

Partendo dalle problematiche relative agli edifici esistenti che sono state discusse nel CAP I, e dalle definizioni di vulnerabilità, fragilità e rischio sismico appena fornite, si capisce come la valutazione della vulnerabilità (fragilità) sismica delle strutture sia un elemento di fondamentale importanza. Viene di seguito proposto un nuovo metodo di valutazione che come si dimostrerà in seguito, riesce a ricavare le curve di fragilità sia in maniera rigorosa che in modo approssimato con l'ausilio di pochi parametri. Tale approccio è un metodo di tipo ibrido; infatti pur identificando le classi degli edifici e quindi partendo da una impostazione tipica del metodo empirico, effettua il calcolo della capacità e successivamente della fragilità, attraverso un'analisi meccanico-probabilistica. In particolare l'analisi meccanica non è semplificata ma è dettagliata del tipo non lineare a plasticità concentrata. L'identificazione delle classi degli edifici viene effettuata attraverso diversi parametri che di seguito verranno discussi tramite il chiarimento del processo di implementazione del software che è stato prodotto. Adottare un'analisi non lineare di dettaglio, significa avere una piena conoscenza degli edifici che si vogliono analizzare. Naturalmente se questo processo è volto alla valutazione della vulnerabilità di un aggregato urbano non è facile venire a conoscenza delle caratteristiche geometriche e meccaniche degli elementi che compongono le strutture.

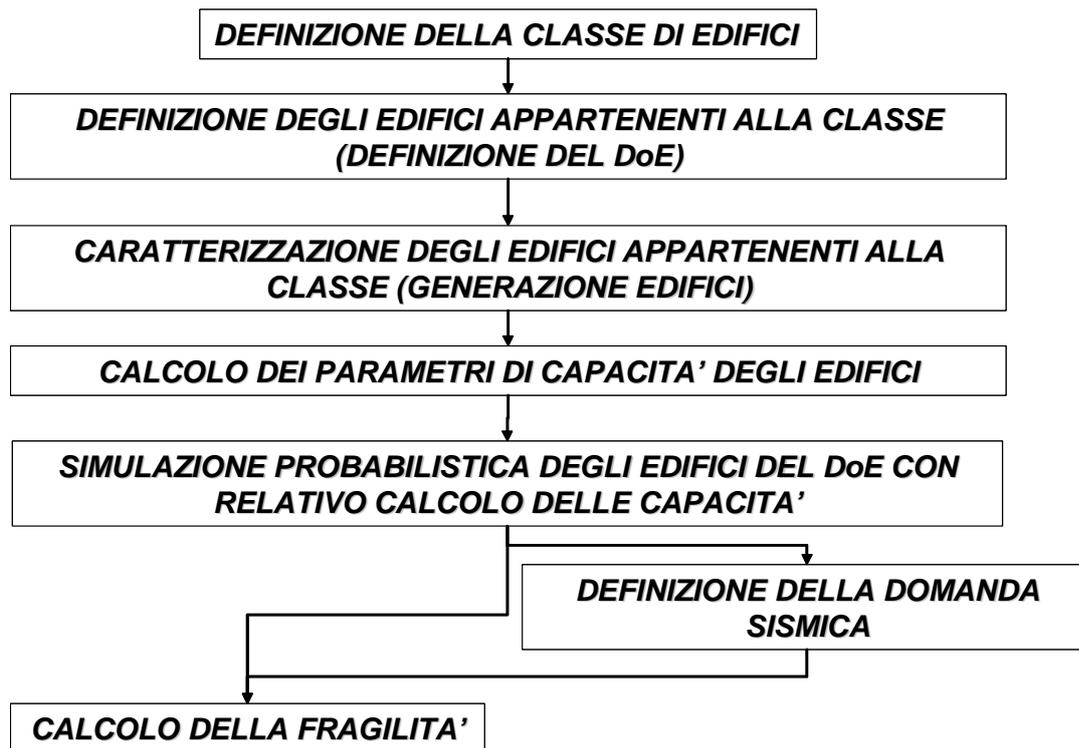


Figura 5 - Il metodo proposto

Per ovviare al problema si è pensato a suddividere gli edifici in classi omogenee consentendo di ridurre l'incertezza nel processo di valutazione della capacità. A tale scopo identificando i principali fattori che possono creare delle diversità di comportamento dal punto di vista strutturale si è implementato un processo di progettazione simulata che secondo le Norme e le pratiche progettuali adottate all'epoca di costruzione degli edifici da dover analizzare, progetta le strutture potendone conseguentemente calcolare i legami non lineari degli elementi e valutare quindi la capacità sismica. In aggiunta al modello di capacità si tengono in conto, attraverso una simulazione di tipo probabilistico, anche le incertezze legate al modello non lineare ovvero quelle dipendenti dalle proprietà dei materiali e dai valori di rotazioni plastiche. Ottenuta la capacità e intersecandola con la domanda è possibile costruire le curve di fragilità. In generale il metodo proposto segue il flow chart di figura 5.

2.5.1 La definizione della classe

Raggruppare gli edifici in classi omogenee consente di ridurre l'incertezza insita nel processo di valutazione della capacità sismica. A tale scopo, la definizione di classe deve essere basata su parametri che hanno un'influenza sul comportamento strutturale dell'edificio ed al contempo siano facilmente reperibili su larga scala senza dover affrontare complicate campagne di misura. Le caratteristiche che si possono identificare per una definizione di classe sono sicuramente:

- La morfologia in pianta
- Il numero dei piani
- La normativa vigente all'epoca di costruzione
- L'anno e il luogo di costruzione

La morfologia in pianta definisce la forma in pianta dell'impalcato. Pur riscontrando sul territorio una grossa percentuale di edifici di forma rettangolare (o combinazioni di essi a mezzo delle parti giuntate), non è raro ritrovare edifici che presentano piante irregolari a L o ancora a C e T. La definizione della morfologia è quindi un parametro fondamentale per la determinazione della classe perché come si è già discusso nel CAP I si possono avere notevoli problematiche per gli edifici che presentano delle irregolarità. Il parametro numero di piani, identifica in pratica l'altezza dell'edificio. Anche questo termine è di fondamentale importanza perché è risaputo come l'altezza di una costruzione non solo influisca sulle dimensioni delle sezioni delle colonne dal punto di vista statico, ma anche in maniera consistente soprattutto sulla massa e sulla rigidezza della struttura e quindi sul periodo proprio di vibrazione. Gli ultimi due parametri, che sono identificati dalla Normativa vigente e dall'anno e luogo di costruzione, sono tra loro legati. L'importanza di questi ultimi è data dal tipo di progettazione che hanno subito gli edifici che si vogliono analizzare, che chiaramente influisce sulle dimensioni geometriche locali nonché sulle percentuali di armatura presenti nelle sezioni. Sulla base di quanto detto nel Cap I, la Norma di riferimento, e l'anno e luogo di costruzione, definiscono in pratica le "classi di progettazione", che possono essere di 4 tipi differenti:

- Progettazione per carichi gravitazionali
- Progettazione in zona sismica con $c=0.05g$
- Progettazione in zona sismica con $c=0.07g$
- Progettazione in zona sismica con $c=0.1g$

I parametri di identificazione di classe appena definiti, non identificano in pieno un edificio ma sono utili perché influenzano notevolmente la risposta della struttura e sono facilmente disponibili su larga scala. Una volta fissati si identifica una classe che porta in se comunque una certa variabilità se si pensa a quella legata ai materiali, ai minimi costruttivi, alle ipotesi di carico, alla geometria e al modello non lineare.

2.5.2 Definizione degli edifici della classe

Una volta stabilita la classe di appartenenza della popolazione di edifici da dover analizzare, è necessario definire gli edifici che appartengono alla classe. La definizione di tale insieme è legata ai dati osservazionali che si registrano sul territorio. In realtà gli unici dati di immediata conoscenza e disponibilità che possono essere valutati in base all'osservazione sono le dimensioni in pianta degli edifici. In questo senso i dati di Input della procedura sviluppata risultano essere i dati di identificazione di classe e le dimensioni globali in pianta. Ad esempio per una morfologia di tipo rettangolare si possono rilevare in maniera molto semplice le due dimensioni in pianta che di seguito vengono denominate L_x ed L_y . Per semplicità si consideri di aver definito un singolo edificio della classe di dimensioni globali note.

2.5.3 Generazione degli edifici

Il processo di generazione, che è basato su un progetto simulato degli edifici appartenenti alla classe, segue un percorso logico che è stato organizzato in un software articolato nelle seguenti routine:

- Routine del modello geometrico (Geometric Model Routine)
- Routine del modello strutturale (Structural Model Routine)
- Routine del progetto simulato (Simulated Design Routine)

2.5.3.1 Routine del modello geometrico

La routine di modello geometrico permette di individuare un singolo edificio mediante la conoscenza delle dimensioni globali in pianta (L_x ed L_y) ed in elevazione (L_z). Tramite la procedura di modello geometrico si definiscono nello spazio i nodi strutturali che in seguito serviranno a determinare uno dei modelli strutturali associati all'edificio che si stà analizzando.

Come detto, con riferimento ad una morfologia in pianta di tipo rettangolare, in funzione delle dimensioni globali L_x ed L_y in pianta e dell'altezza totale L_z dell'edificio si individua un solido che ingloba totalmente la costruzione (figura 6). Attraverso la discretizzazione di questo solido in una mesh tridimensionale (figura 7) di ampiezza pari alla luce delle campate nelle due direzioni nei piani verticali, e dell'altezza interpiano nel piano orizzontale, è possibile associare all'edificio più modelli geometrici.

Per semplicità è conveniente discutere dell'ampiezza della mesh separatamente per tutte e tre le dimensioni globali prese in considerazione.

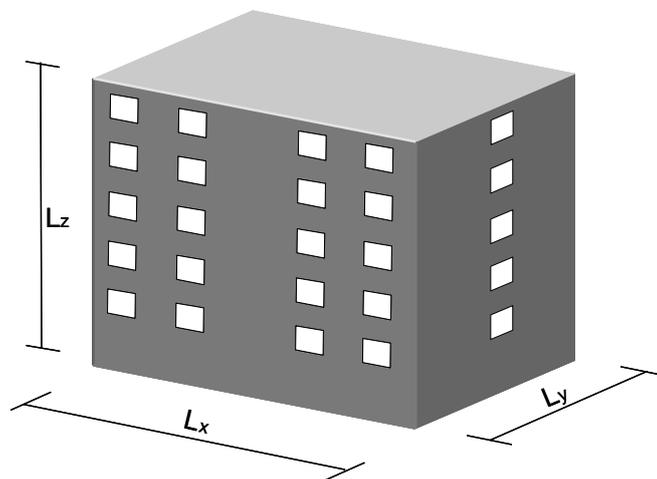


Figura 6 - Modello edificio

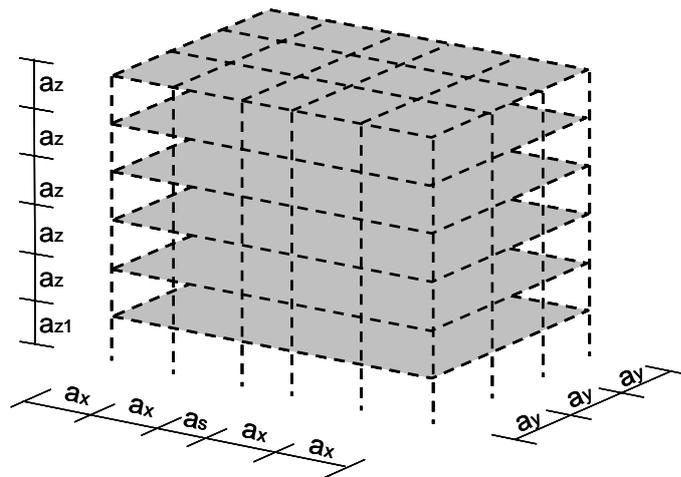


Figura 7 - Mesh tridimensionale – modello geometrico

Con riferimento alla direzione trasversale (L_y), l'ipotesi di luci uguali lungo la direzione che si stà discretizzando porta ad una mesh regolare di ampiezza pari ad a_y , ovvero alla luce delle campate lungo la direzione L_y . Assegnando un intervallo di variazione di queste luci, dettato ovviamente da criteri di tipo ingegneristico ed architettonico, la procedura automatica discrezza la direzione L_y in modo che sia sempre soddisfatta l'equazione di compatibilità dimensionale che è di seguito espressa dalla (2.3).

$$L_y = n_y a_y \quad (2.3)$$

Nella (2.3) L_y ed a_y rappresentano rispettivamente la dimensione globale dell'edificio in pianta secondo la direzione trasversale e la luce delle campate nella medesima direzione. n_y rappresenta il numero di moduli (campate) che possono "sostenere" la luce a_y compatibilmente ad L_y .

Per quanto riguarda la direzione longitudinale (L_x) il criterio di discretizzazione è fondato sempre sull'ipotesi di luci uguali a_x lungo la direzione in esame, ma porta ad una mesh non regolare per la presenza del vano scala. Infatti dato il numero n_s e la dimensione dei vani scala a_s presenti, l'equazione di compatibilità dimensionale lungo questa direzione è data dalla (2).

$$L_x = n_x a_x + n_s a_s \quad (2.4)$$

Nella (2.4) n_x rappresenta il numero di moduli (campate) nella direzione longitudinale (escluse le campate del vano scala che hanno una luce prefissata pari ad a_s), che risultano compatibili con l'ampiezza a_x in funzione della dimensione globale L_x .

Infine, con riferimento alla dimensione globale L_z , è bene precisare che quest'ultima è intesa come altezza totale in senso strutturale e quindi non rappresenta l'altezza che può essere letta dal piano campagna che generalmente può risultare inferiore od al limite uguale a quella strutturale. Infatti, solitamente gli edifici presentano altezze d'interpiano uguali fino alla sommità, ma non è raro ritrovare anche situazioni in cui l'altezza del piano terra è differente dalle altezze di interpiano degli impalcati superiori. Questa eventualità può essere osservata se gli edifici presentano al piano terra degli esercizi commerciali, oppure presentano delle fondazioni dirette a quota immediatamente inferiore al piano campagna o dei piani cantinati adibiti a garage.

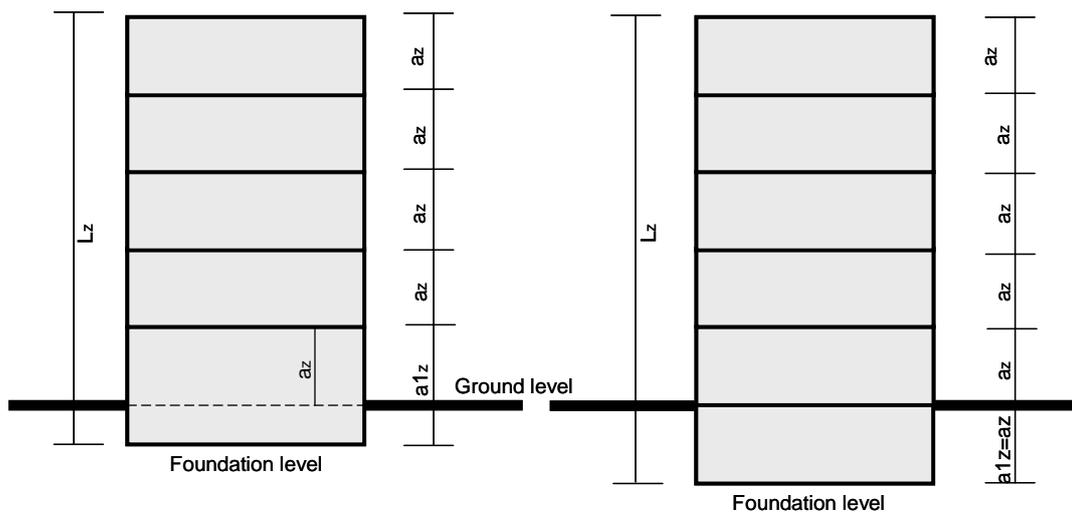


Figura 8 - Dimensione verticale

L'equazione di compatibilità dimensionale lungo l'altezza dell'edificio è pertanto espressa dalla (2.5).

$$L_z = [a_{z1} + (n_z - 1)a_z] = [\alpha a_z + (n_z - 1)a_z] \quad (2.5)$$

in cui n_z rappresenta il numero dei moduli (piani) che riescono a "sostenere" le dimensioni a_{z1} ed a_z compatibilmente ad L_z , ed α è un parametro che rapporta l'altezza di primo piano a quella di interpiano.

Per quanto riguarda i range di variazione della griglia della mesh tridimensionale che devono soddisfare le tre equazioni di compatibilità dimensionale, si è detto che vanno scelti dei valori in base a criteri di progettazione tipo ingegneristico ed architettonico. Con riferimento alle dimensioni in elevazione a_{z1} ed a_z è chiaro che queste sono legate completamente ai parametri di abitabilità delle costruzioni e alle pratiche costruttivo - progettuali. Un intervallo di variazione accettabile per l'altezza di interpiano è sicuramente [2.80;3.20] m che rappresentano rispettivamente la minima altezza consentita e la massima conveniente per ragioni di carattere urbanistico. Per quanto riguarda l'altezza di primo livello non è raro ritrovare anche situazioni limite in cui se ad esempio si riscontra la presenza di garage questa può anche assumere un valore inferiore ai 2.70m o se si riscontra la presenza di esercizi commerciali si possono anche osservare dei valori superiori ai 4.00m.

Anche l'intervallo di variazione di a_x ed a_y è funzione di scelte di tipo ingegneristico ed architettonico. Infatti se si pensa che luci troppo elevate possono portare a maggiori dimensioni degli elementi strutturali in quanto aumenta il carico, e luci troppo piccole diminuiscono gli spazi all'interno dell'organismo abitativo, si può concludere che un intervallo di variazione accettabile possa essere [3.00;5.00] m. Questo intervallo di variazione che vale per la direzione longitudinale, di solito non viene accettato per quella trasversale. Infatti la presenza del vano scala non può accettare una luce inferiore ai 4.00m che non renderebbe possibile l'inserimento di un rampante compatibile con le condizioni di buona funzionalità della scala stessa. E' per questo motivo che la variazione della luce delle campate nella direzione trasversale ha solitamente un intervallo pari a [4.00;5.00]m.

Le possibili configurazioni geometriche sono ottenute facendo variare il numero di moduli n_x , n_y ed n_z compatibilmente alle dimensioni globali ed agli intervalli di variazione di a_x , a_y ed a_z . In particolare il massimo e minimo numero di moduli in pianta, ovvero di campate, dipende dalla massima e minima luce delle campate nelle due direzioni L_x ed L_y :

$$n_{x \min} = \frac{(L_x - a_s n_s)}{a_{x \max}} ; n_{x \max} = \frac{(L_x - a_s n_s)}{a_{x \min}} \quad (2.6)$$

$$n_{y \min} = \frac{L_y}{a_{y \max}}; n_{y \max} = \frac{L_y}{a_{y \min}} \quad (2.7)$$

Mentre il numero di piani dipende dalla massima e minima altezza interpiano:

$$n_{z \min} = \frac{L_z}{a_{z \max}} + (1 - \alpha); n_{z \max} = \frac{L_z}{a_{z \min}} + (1 - \alpha) \quad (2.8)$$

Ad esempio focalizzando l'attenzione sulla direzione longitudinale $L_x = 30.00\text{m}$ dato un vano scala di ampiezza pari a 3.00m ed un intervallo di variazione di $a_x = [3.00;5.00]\text{m}$ le possibili soluzioni che rispettano l'equazione di compatibilità (2.4) facendo variare il numero di moduli in direzione longitudinale sono due:

$$n_x = 8 \rightarrow a_x = 3.375 \text{ m}$$

$$n_x = 6 \rightarrow a_x = 4.500 \text{ m}$$

quindi da un edificio si possono ricavare in questo caso due modelli geometrici.

Stesso discorso vale per le altre due direzioni globali, quindi date le dimensioni globali si possono ottenere più modelli geometrici compatibili con l'edificio di studio.

Oltre a definire il numero di configurazioni compatibili con le dimensioni globali, e gli intervalli di variazione dell'ampiezza della mesh tridimensionale nelle tre direzioni, il modello geometrico definisce implicitamente le coordinate dei nodi della struttura nello spazio. Infatti la generica posizione (x_i, y_i, z_i) di un nodo della struttura nello spazio è funzione del numero dei moduli e dell'ampiezza della mesh (campate o altezze di primo piano e di interpiano):

$$x_i = n_{xi} \cdot a_x \quad \text{con } n_{xi} = 1, \dots, n_x \quad (2.9)$$

$$y_i = n_{yi} \cdot a_y \quad \text{con } n_{yi} = 1, \dots, n_y \quad (2.10)$$

$$z_i = n_{zi} \cdot a_z \quad \text{con } n_{zi} = 1, \dots, n_z \quad (2.11)$$

Il numero totale di configurazioni geometriche N_g è dato da tutte le possibili soluzioni lungo le tre direzioni L_x , L_y ed L_z ; Indicando con N_{gx} , N_{gy} ed N_{gz} le soluzioni lungo x, y e z il numero di soluzioni totali è pari a $N_g = N_{gx} \cdot N_{gy} \cdot N_{gz}$.

In definitiva, da un singolo edificio si possono ricavare diversi modelli geometrici compatibili con le dimensioni in pianta dell'edificio stesso (figura 9):

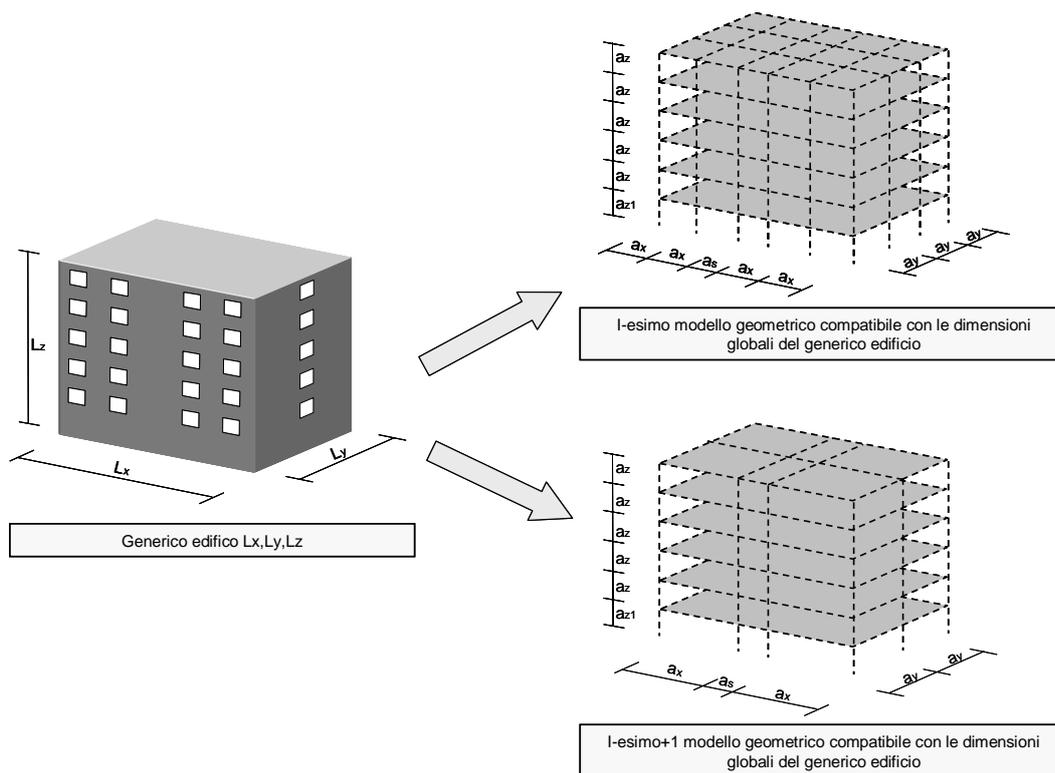


Figura 9 - modelli geometrici

2.5.3.2 Routine del modello strutturale

Date le dimensioni globali e definiti i modelli geometrici per il singolo edificio, si possono definire i modelli strutturali. Per modello strutturale si intende un modello in cui vengono dichiarate le posizioni nello spazio degli elementi (travi e pilastri) e il loro orientamento rispetto al sistema di riferimento globale. In pratica i nodi definiti attraverso la routine di modello geometrico vengono collegati nello spazio da elementi tipo beam definendo uno o più modelli di tipo strutturale. In questa fase non si conoscono ancora le proprietà di ogni elemento beam, ma viene dichiarata solo la

loro posizione nello spazio per la routine successiva di progetto simulato. Il modello prevede delle posizioni di default per alcuni elementi ed altre che invece possono essere definite e differenziate a seconda delle scelte effettuate dall'utente. Gli elementi che prevedono posizioni di default sono tutte le colonne, le travi perimetrali dell'edificio ed il vano scala che è posizionato in maniera simmetrica rispetto la direzione longitudinale.

In particolare, le colonne hanno una posizione che è automaticamente definita dalla collocazione dei nodi, collegando in verticale lungo la dimensione L_z quelli con stessa ascissa e ordinata ma differente quota.

Per quanto riguarda la posizione delle travi perimetrali, data la loro posizione all'interno delle tamponature, si collegano automaticamente tutti i nodi con stessa quota e alternativamente, stessa ascissa (massima e minima) e differente ordinata per le travi perimetrali in direzione trasversale, oppure stessa ordinata (minima e massima) e differente ascissa per le travi perimetrali in direzione longitudinale.

La posizione delle restanti travi, che dovranno completare il modello strutturale, dipenderà sia dall'orditura dei solai che dal numero di telai interni che si vuole considerare. Partendo dall'ipotesi che l'orditura dei solai sia la medesima per tutti i campi dell'edificio, e che conservi la direzionalità sia su tutta la superficie che impalcato per impalcato, scegliere un orientamento SW_x (Orientamento solaio in direzione X) oppure SW_y significa automaticamente definire le travi che porteranno il solaio. In particolare se viene scelto SW_x saranno presenti tutte le travi, e quindi i telai, in direzione Y; mentre se si sceglie SW_y saranno prese in considerazione tutte le travi, e quindi i telai, in direzione X. La posizione delle rimanenti travi in una o nell'altra direzione (dipende dall'orientamento dei solai scelto) viene definita attraverso il parametro numero dei telai (n_{py} o n_{px}). Se questo parametro risulta nullo significa assenza di telai interni nella struttura e quindi nel modello strutturale.

Per le colonne è importante anche definire l'orientamento degli assi locali della sezione nello spazio. L'opzione di orientamento è di notevole importanza soprattutto quando ci si riferisce ad edifici alti in cui si può riscontrare una differente inerzia dell'elemento colonna nelle due direzioni. Anche se l'orientamento è una scelta sia di tipo ingegneristico che architettonico, nella routine ci sono degli orientamenti prefissati ed altri a scelta dell'utente. Gli orientamenti prefissati si riferiscono ai

pilastri perimetrali (esclusi quelli d'angolo), che per ragioni di spazio devono avere il lato più lungo inglobato nella tamponatura. Si considerano inoltre anche quelli del vano scala che seguono sempre la direzione del rampante. Gli orientamenti variabili si riferiscono invece sia ai pilastri d'angolo che possono essere inglobati sia nella tamponatura in direzione longitudinale che trasversale, e sia ai pilastri centrali che in caso di presenza di travi in entrambe le direzioni, possono essere sia orientati lungo un telaio longitudinale che trasversale. Nel flow chart che segue (figura 10) è sintetizzato il processo fin ora descritto.

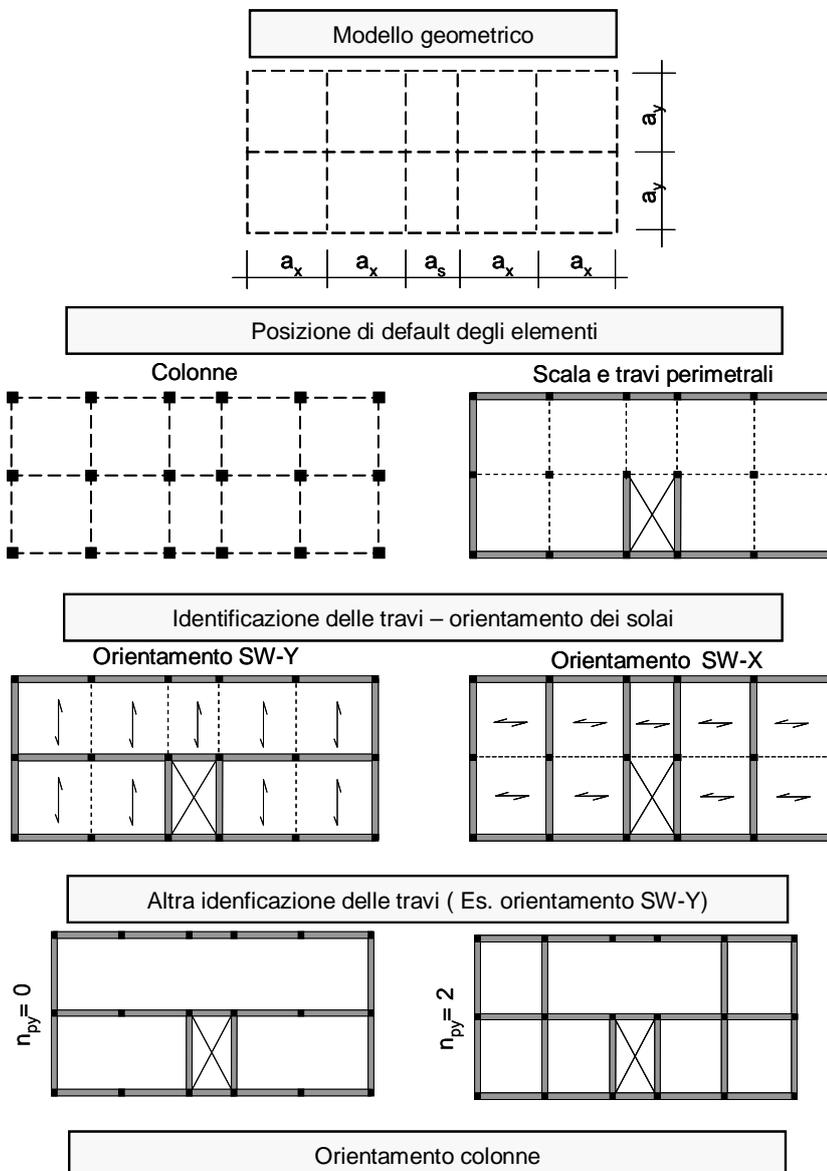


Figura 10 - Processo logico modello strutturale

Con riferimento a quanto già esposto nel Cap. I riguardo gli edifici esistenti si può collegare il concetto di numero di telai (n_{py}, n_{px}) al tipo di progettazione che si vuole effettuare.

Per tipo di progettazione si intende una progettazione simulata per soli carichi gravitazionali (riferendosi in questo caso ad edifici esistenti non progettati all'epoca di costruzione in zona sismica), ovvero ad una progettazione di tipo sismico. La differenza tra i due tipi di approcci è notevole soprattutto per quanto riguarda la resistenza e rigidità laterale. Infatti se la progettazione è di tipo gravitazionale, vengono progettati e inseriti solo i telai porta solaio oltre quelli perimetrali. Da questa considerazione è dunque importante definire l'orientamento dei solai che determina automaticamente la posizione delle travi su cui andranno a gravare con il loro peso. Per quanto riguarda la progettazione di tipo sismico invece, la definizione dell'orditura del solaio è importante solo ai fini dei carichi gravitazionali che scaricano sulle travi. Infatti in questo caso non viene definita la posizione delle altre travi, dovendo risultare necessario considerare anche il numero dei telai (n_{px}, n_{py}) sismoresistenti nell'altra direzione. Al termine della routine del modello strutturale si ottiene un singolo edificio struttura compatibile con l'i-esimo modello geometrico definito (figura 11).

2.5.3.3 Routine del progetto simulato

La routine del progetto simulato stabilisce la geometria delle sezioni e la relativa armatura. Le variabili da cui dipende sono tre:

- Anno di costruzione
- Luogo di costruzione
- Proprietà dei materiali per il progetto simulato

Mediante un Database interno, in funzione di queste tre variabili la routine esegue una query che setta i parametri di progettazione simulata in funzione della Normativa corrispondente all'anno di progettazione, alle proprietà dei materiali e controlla se la zona di costruzione era classificata sismicamente.

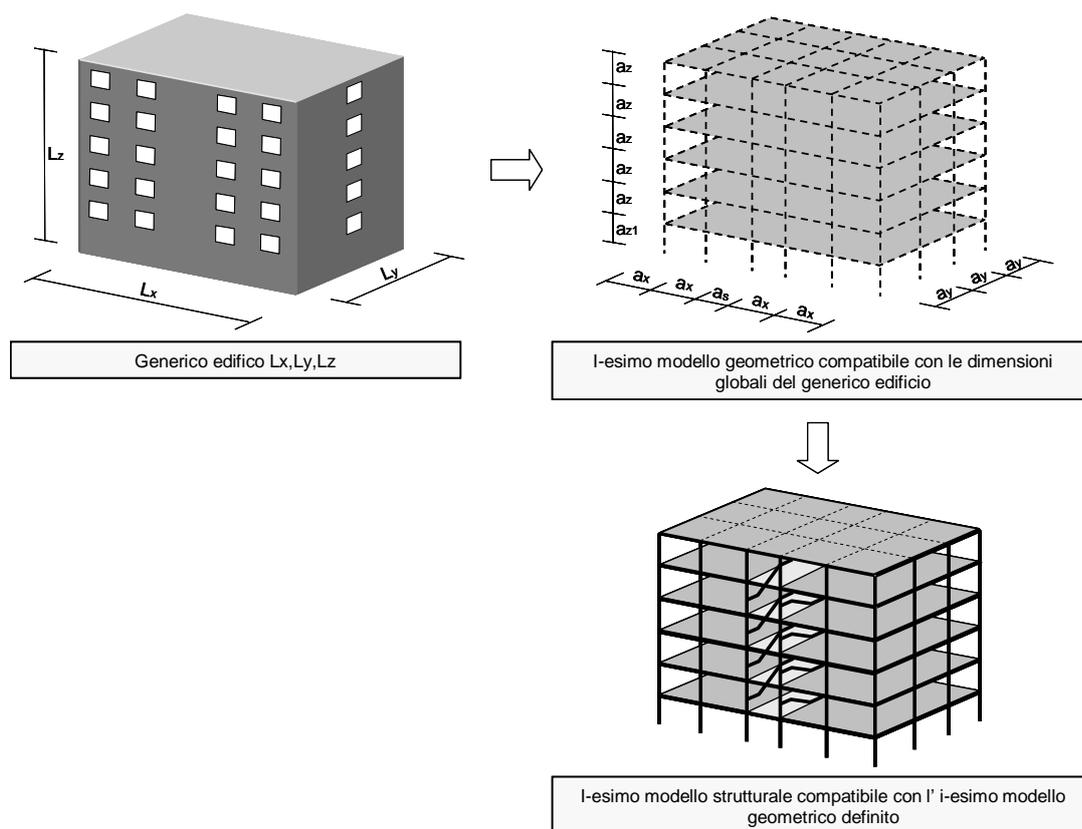


Figura 11 - modello strutturale

Questa routine è divisa in tre fasi sequenziali:

- Fase SDR1: definizione dei carichi agenti sulla struttura
- Fase SDR2: Predimensionamento degli elementi strutturali
- Fase SDR3: Progetto e verifica degli elementi strutturali

Sinteticamente il modello di progetto simulato segue lo schema logico seguente (figura 12) che prevede step to step il susseguimento delle tre fasi sequenziali appena menzionate.

Fase SDR1

In questa fase si definiscono i carichi agenti sulla struttura in funzione dell'anno e della zona di costruzione. In particolare questi due parametri sono di fondamentale importanza perché stabiliscono in definitiva se la progettazione deve essere effettuata secondo regole di design per soli carichi gravitazionali ovvero per carichi di tipo

sismico. A seconda della scelta di questi due parametri nella routine è implementato un Database che dato l'anno e il luogo di costruzione automaticamente imposta le variabili di progetto per il calcolo dei carichi (sia gravitazionali che sismici) e si collega al database relativo alle regole Normative e pratica progettuale seguendo le impostazioni descritte nel CAP I.

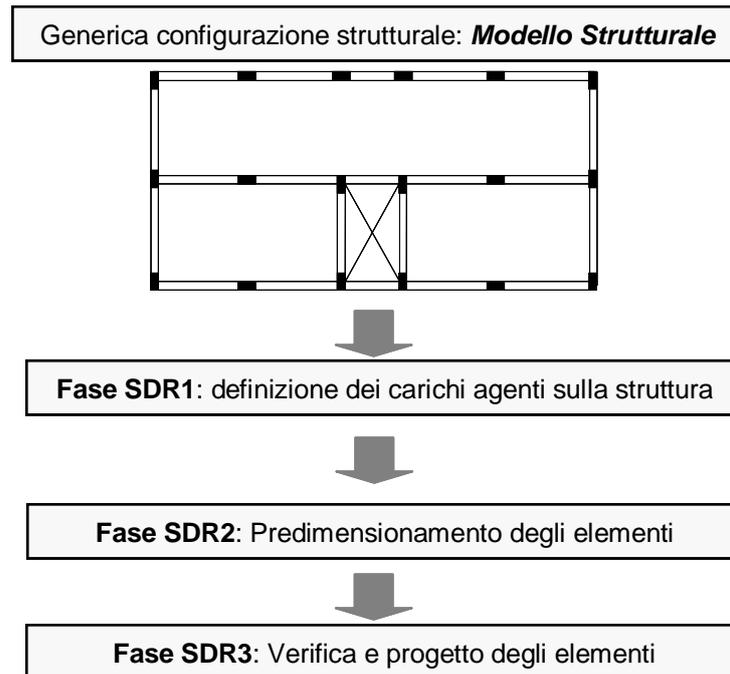


Figura 12 - Processo logico progetto simulato

Quindi ad esempio se la zona è di I categoria sismica e l'anno è il 1967 l'azione sismica sarà calcolata secondo le regole dell'epoca applicando una distribuzione di forze orizzontali di tipo costante e calcolando la forza come $F_s = 0.1 \cdot (G + 0.33Q)$. Oltre a definire le forze orizzontali in questa fase si stabiliscono principalmente i carichi gravitazionali in funzione degli scarichi dei solai che a seconda della Normativa di riferimento hanno un'altezza minima di $L/30$.

Ad esempio immaginando di ordire i solai in direzione trasversale, sulle travi in direzione longitudinale non perimetrali graverà un carico gravitazionale pari a:

$$q = (G + Q) \cdot a_y \quad (2.12)$$

Mentre per le travi longitudinali perimetrali:

$$q = (G + Q) \cdot a_y \cdot 0.5 + Pt \quad (2.13)$$

In cui G e Q rappresentano i carichi permanenti ed accidentali [21] del solaio e Pt rappresenta lo scarico della tamponatura.

In questo caso, per le travi in direzione trasversale viene considerata una fascia di influenza di solaio di un metro ed eventualmente il peso della tamponatura se del tipo perimetrale.

Nel flow chart (figura 13) seguente è riportato lo schema che segue la routine SDR1:

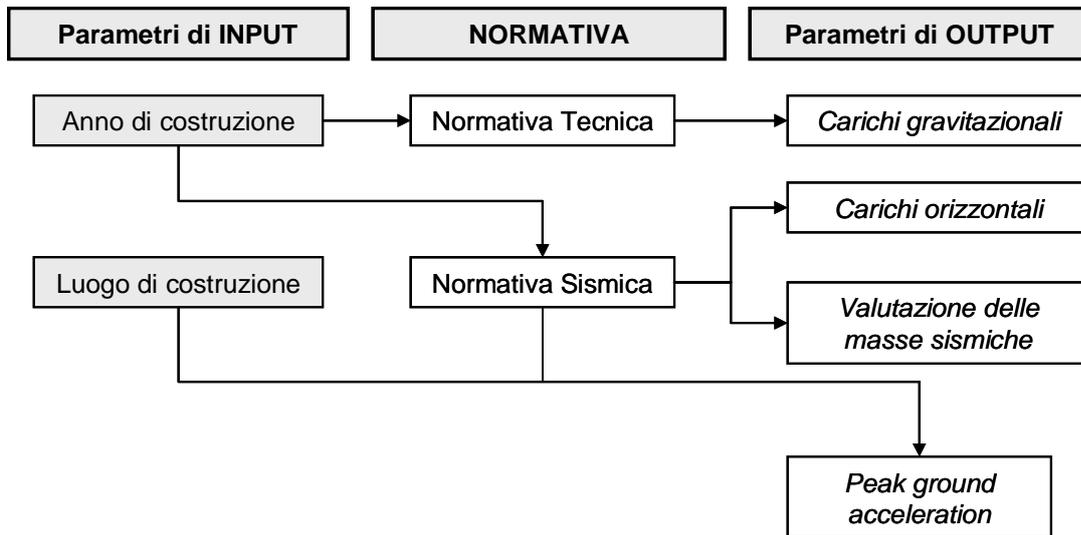


Figura 13 - Fase di valutazione dei carichi

Fase SDR2

La fase SDR2 consiste nel predimensionamento degli elementi strutturali e riguarda sostanzialmente le inerzie delle sezioni. Dipende ancora dal Database sia in termini Normativi che di regole progettuali. Inoltre è anche funzione del database sui materiali per il progetto simulato che permette la definizione delle tensioni di predimensionamento. Ad esempio per valutare l'altezza delle sezioni delle travi si fa riferimento alla tensione ammissibile per flessione oppure se si passa al

dimensionamento delle colonne si considera la tensione ammissibile per sforzo normale centrato (CAP I). Nella fase di predimensionamento gli schemi di calcolo sono semplificati, e consentono in maniera spedita la valutazione delle sezioni da assegnare agli elementi. Il calcolo è effettuato a livello di elemento e non dell'intera struttura. Per quanto riguarda le colonne l'area della sezione viene valutata sia in funzione dello sforzo normale N , che della tensione di predimensionamento delle stesse:

$$A_c = \frac{N}{\sigma_c} \quad (2.14)$$

nella (2.14) N rappresenta lo sforzo normale in testa alla colonna che dipende dai carichi permanenti G e da quelli accidentali Q in funzione dell'area di influenza della generica colonna al piano i -esimo:

$$N_i = (G + Q) \cdot a_x \cdot a_y \cdot (n_z - i + 1) \cdot p_x \cdot p_y \quad (2.15)$$

G e Q sono rispettivamente i carichi permanenti e accidentali caratteristici, a_x ed a_y sono le dimensioni delle campate attorno la i -esima colonna, n_z è il numero dei piani, ed infine p_x e p_y sono i fattori di posizione delle colonne che determinano l'area di influenza sulla stessa.

Valutata l'area della generica colonna, e stabilita la base minima (database pratiche progettuali di default è pari a 30.0cm ma può essere scelta dall'operatore) è possibile calcolare l'altezza della sezione che viene successivamente modificata in intervalli di 5.0cm e rastremata piano per piano. Anche per le travi la procedura di predimensionamento è molto semplice e consiste nella valutazione del momento agente e nel calcolo dell'altezza della trave secondo i metodi delle tensioni ammissibili adoperati in passato. Con riferimento ad esempio ad una trave appartenente ad un telaio longitudinale il momento massimo agente viene valutato come:

$$M_{\max} = (G + Q) \cdot (a_y \cdot p_y) \cdot a_x^2 / \gamma \quad (2.16)$$

Dove G e Q sono rispettivamente i carichi caratteristici permanenti ed accidentali, a_y e p_y sono rispettivamente la luce del solaio che grava sulla trave e il fattore di posizione della trave (per una trave perimetrale p_y è pari a 0.5) a_x è la luce della trave ed infine γ è un fattore che può essere scelto ed assume valori compresi tra 8 e 12.

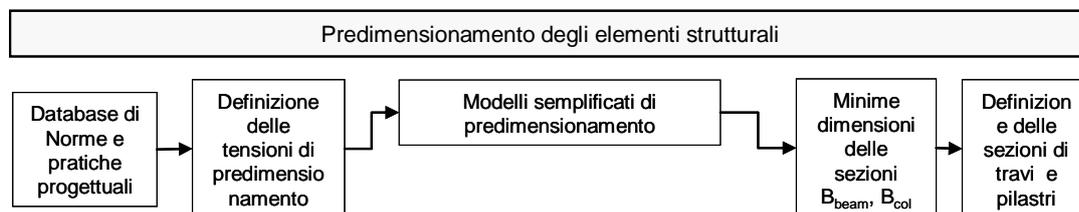


Figura 14 - Processo logico fase di predimensionamento

Fase SDR3

La terza ed ultima fase si occupa della verifica e del progetto degli elementi strutturali appena predimensionati nella fase SDR2. Questo modulo dipende ancora dal database di Norme, pratiche progettuali [22],[23],[24],[25],[26],[27],[28] e materiali ed è fortemente influenzato dal modulo della fase SDR1 in cui è stabilita il tipo di progettazione. Infatti coerentemente a come è stato illustrato nel CAP I, se la progettazione è di tipo gravitazionale vengono considerate tutte le sezioni definite nel modulo SDR2. Per i pilastri viene assegnata l'armatura minima compatibili con i minimi Normativi dell'epoca di costruzione (CAP I).

Per le travi viene effettuato un calcolo a trave continua dimensionando le armature in trazione secondo i metodi delle tensioni ammissibili, e quelle in compressione secondo i minimi adottati all'epoca di progettazione (solitamente $2\phi 12$). Se diversamente la progettazione è effettuata per carichi di tipo sismico a seconda dell'anno di progettazione ci sono due schemi limite:

- Progetto con impalcato flessibile
- Progetto con impalcato rigido

Nel primo caso vengono progettati i telai più rappresentativi ovvero quelli ad area di influenza differente considerando la forza sismica agente proporzionale appunto all'area di influenza del generico telaio.

Nel secondo caso la ripartizione delle forze sismiche non avviene per area di influenza ma avviene per rigidzze.

Il progetto della scala, che è del tipo a trave a ginocchio per default, coerentemente a quanto mostrato nel CAP I non viene effettuato per forze orizzontali ma solo per carichi di tipo gravitazionale.

In entrambi i casi lo studio dello schema dei telai è rigoroso ed è effettuata un'analisi elastica. Le sollecitazioni ricavate dall'analisi elastica dei telai permettono di verificare gli elementi progettando adeguatamente le armature. La fase SDR3 è fortemente influenzata anche dalle proprietà dei materiali, e cioè delle tensioni ammissibili, che sono funzione dell'anno di progettazione di riferimento (CAP I). Nel seguito (figura 15) è mostrato il processo logico del modulo SDR3. Al termine della routine del modello di progettazione simulata si ottiene un edificio struttura completo sia dal punto di vista delle sezione degli elementi che della loro armatura. Ripercorrendo le tre routine principali appena esposte, è mostrato (figura 16) il processo logico che porta da un singolo edificio ad una i-esima struttura progettata.

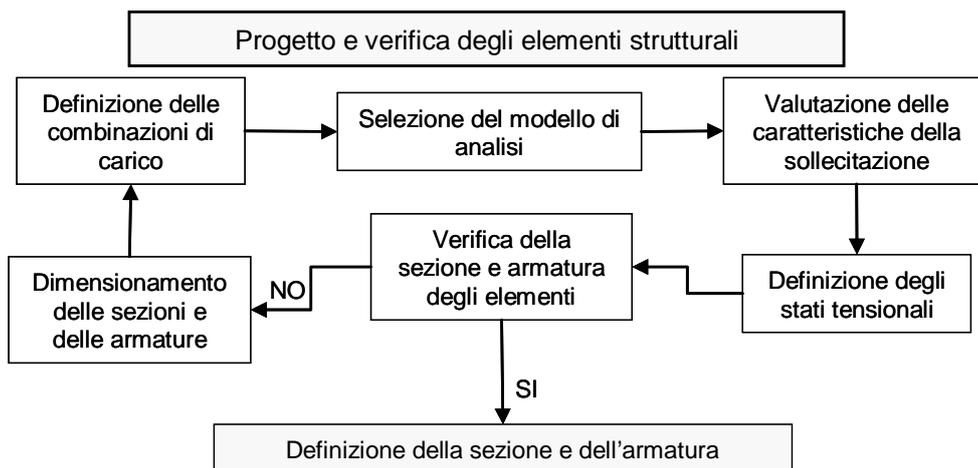


Figura 15 - Processo logico fase di progettazione

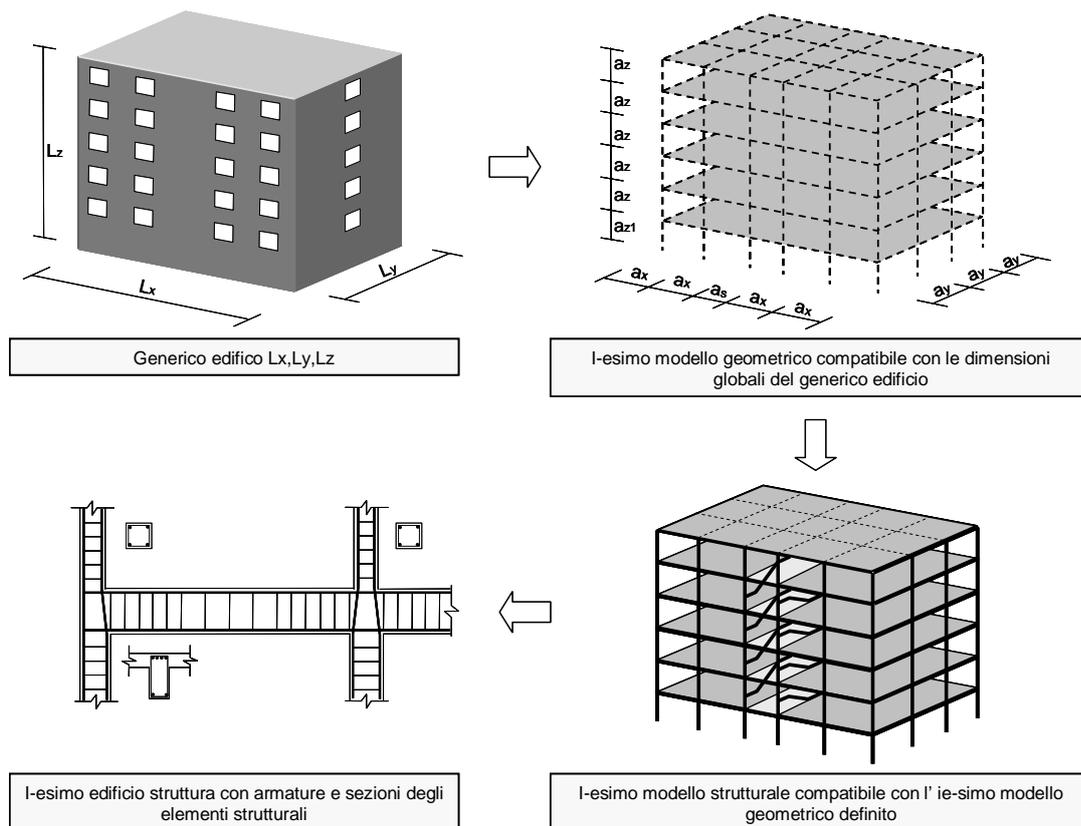


Figura 16 - Modello strutturale

2.5.4 Calcolo dei parametri di capacità

I parametri di capacità vengono valutati attraverso delle analisi non lineari a plasticità concentrata. Da quanto fin ora esposto, queste analisi sono di dettaglio avendo ricavato attraverso il processo di generazione un livello di conoscenza completo della struttura in esame. Anche in questo caso vengono definiti dei modelli che corrispondono a delle routine.

I modelli di capacità non sono necessariamente pari al numero dei modelli di struttura, perchè possono differenziarsi per le proprietà dei materiali e per quelle di rotazione limite ai fini del calcolo delle capacità di resistenza (momento) e di spostamento (rotazione) degli elementi strutturali. Come detto, Il modello di capacità si basa sul calcolo della curva di capacità forza-spostamento globale mediante un modello non lineare a plasticità concentrata. La modellazione è effettuata tenendo conto sia del contributo flessionale che di quello tagliante.

La modellazione flessionale

Il modello flessionale prevede la definizione del legame momento-curvatura per ogni elemento costituente la struttura. In particolare i legami momento rotazione calcolati sono del tipo trilineare e percorrono le fasi di craking, yielding e stato ultimo dell'elemento. il legame trilineare è impostato in default, anche se si possono impostare diversi tipi di relazioni, dai quadrilineari, con il raggiungimento dello stato di picco, ovvero elastoplastici ideali. I legami dei materiali utilizzati per la valutazione sia dei momenti che delle curvature e rotazioni, sono del tipo Mander non confinato per il calcestruzzo e del tipo elasto indefinitivamente plastico per l'acciaio. In particolare, considerando edifici esistenti in c.a. con scarsi o quasi assenza dei dettagli costruttivi non viene considerato per il cls il legame di Mander confinato. Il legame momento – rotazione che descrive il comportamento duttile dell'elemento è rappresentato in figura 17.

Il momento M_c corrisponde al momento di prima fessurazione della sezione. Il momento M_y corrisponde al momento di snervamento della sezione e solitamente corrisponde al raggiungimento della tensione di snervamento nell'acciaio teso. Il momento M_u definisce il momento ultimo, ossia il massimo momento che la sezione può sopportare nel rispetto delle deformazioni ultime dei materiali.

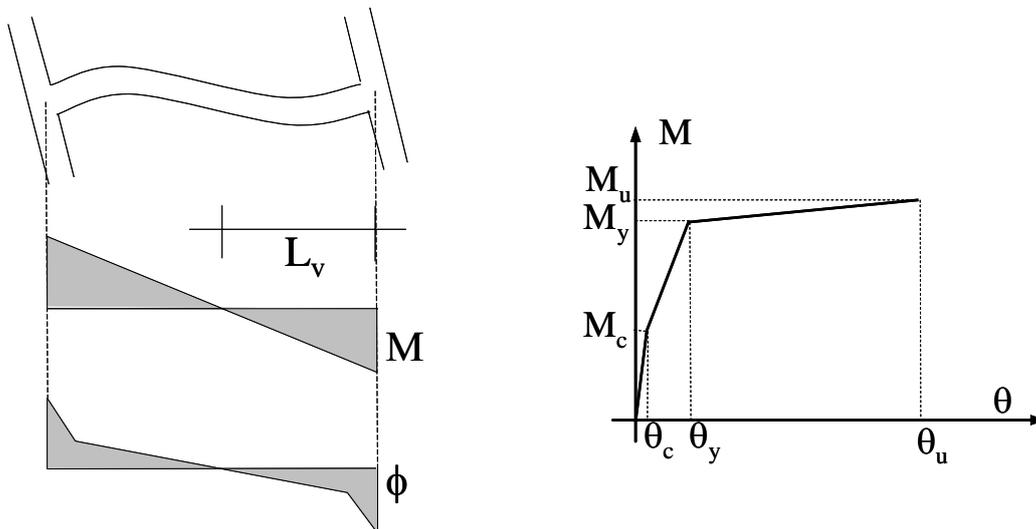


Figura 17 - Legame momento - rotazione di elemento

Per quanto riguarda le rotazioni corrispondenti ai tre stati dell'elemento si è fatto riferimento alle formulazioni proposte dalle proposte da [5], [6], [29].

Per la rotazione di prima fessurazione si è valutata la seguente formulazione di rotazione che proviene naturalmente dall'applicazione del principio dei lavori virtuali:

$$\theta_{cr} = \phi_{cr} \frac{L_v}{3} \quad (2.17)$$

In cui ϕ_{cr} rappresenta la curvatura di craking e L_v la luce di taglio dell'elemento.

Per la rotazione di yielding si è utilizzata:

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_v}{3} + 0.0013 \left(1 + 1,5 \frac{h}{L_v} \right) + 0.13 \phi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}} \quad (2.18)$$

Nella (2.18) il primo termine rappresenta il contributo flessionale dell'elemento, il secondo il contributo per effetto del taglio ed infine il terzo termine rappresenta il contributo dello slip delle barre di armatura. In particolare si è indicato con ϕ_y la curvatura di yielding, con L_v la luce di taglio, con h l'altezza della sezione, con f_y ed f_c le tensioni di snervamento e massima rispettivamente dell'acciaio e del calcestruzzo ed infine con d_b il diametro medio delle barre longitudinali. In particolare con riferimento al termine di slip della (2.18) si noti come il termine della tensione di aderenza in fase elastica sia preso pari alla radice di f_c .

La rotazione ultima è stata calcolata utilizzando la formulazione proposta in [5],[6],[29], di fitting sperimentale svincolandosi dal calcolo meccanico attraverso le curvature e la lunghezza di cerniera plastica:

$$\theta_u = 0.85 \cdot 0.016 \cdot (0.3^v) \left[\frac{\max(0.01; \omega')}{\max(0.01; \omega)} f_c \right]^{0.225} \left(\frac{L_v}{h} \right)^{0.35} 25^{\left(\alpha \rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1.25^{100 \rho_d}) \quad (2.19)$$

In cui v rappresenta lo sforzo normale adimensionalizzato ω e ω' tengono conto del rapporto tra le armature in trazione e compressione e l'esponente dell'ultimo termine tiene in conto il confinamento. Nel caso di edifici con dettagli costruttivi assenti questo è pari a zero. Inoltre il coefficiente riduttivo 0.85 tiene conto del fatto che le

barre di armatura considerate sono del tipo liscio e gli elementi di studio sono esistenti e non di nuova progettazione.

La modellazione a taglio

Oltre alla modellazione di tipo flessionale, è implementata anche una modellazione che tiene conto del contributo del taglio. In particolare il modello di taglio implementato è quello definito da Fardis nel nuovo EC8 che presenta una formulazione di tipo degradante di seguito riportata:

$$V_R = \frac{h-x}{2L_V} \min(N, 0.55A_c f_c) + (1 - 0.05 \min(5, \mu_{\Delta}^{pl})) \left[0.16 \max(0.5, 100 \rho_{tot}) \left(1 - 0.16 \min(5, \frac{L_V}{h}) \right) \sqrt{f_c A_c + V_w} \right] \quad 2.20$$

L'andamento del taglio in funzione della duttilità dell'elemento è costante prima dell'attingimento dello yielding flessionale. Successivamente decresce all'aumentare della duttilità fino ad assumere un valore di duttilità pari a 5 dopo il quale mantiene un residuo costante (figura 18).

Tale tipo di formulazione somma di tre contributi $V_R = V_P + V_C + V_W$ è ricavata non solo a livello di sezione, ma anche a livello di elemento. Infatti, gli ultimi due termini individuano la resistenza a taglio per effetto del calcestruzzo e dell'acciaio, mentre il primo termine indica la resistenza a taglio fornita dal puntone compresso che si innesca lungo l'elemento di luce L_V .

Il vantaggio di utilizzare un tale tipo di formulazione rispetto quella attuale della Normativa Italiana è definito da due aspetti fondamentali. Il primo è riferito al tipo di rottura e all'andamento del legame forza – spostamento che viene ricavato. Infatti con riferimento alla formulazione della Normativa Italiana [5],[6], il raggiungimento del taglio capace porta ad una crisi fragile della sezione arrestando di conseguenza l'analisi. Invece, l'utilizzo della formulazione (2.20) permette di considerare una duttilità ed un taglio residui che possono ancora fornire, seppur in maniera ridotta, capacità all'elemento (figura 18). Il secondo aspetto è legato alla genesi della formulazione che essendo ricavata su un elemento (e non per la sezione come la Norma Italiana [5],[6]) fornisce differenti valori di taglio capace anche al variare della luce dell'elemento. Nella figura 18 sono riportati gli andamenti di massimo

taglio resistente in funzione della duttilità di elemento per un pilastro snello ed uno tozzo confrontati con la formulazione della Normativa Italiana.

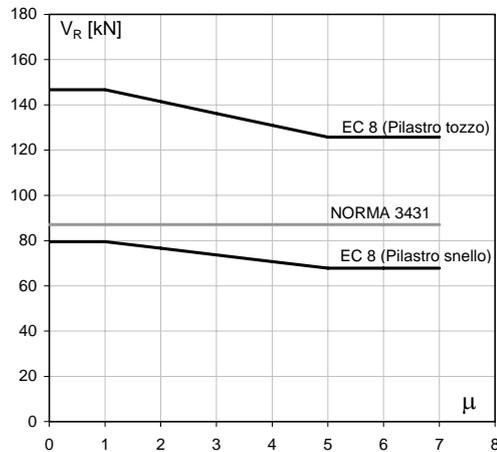


Figura 18 – Taglio degradante - duttilità

Dalla figura 18 si noti come il valore del taglio resistente prodotto dalla formulazione della Normativa Italiana [5],[6] rimanga invariante rispetto la differente luce dell'elemento. Al contrario la formulazione (2.20) al variare della luce dell'elemento cambia il proprio valore assumendo valori di resistenza maggiori per gli elementi a luce minore (pilastri tozzi). La ragione di questa maggiore resistenza è dovuta al primo termine della (2.20), e cioè quello riguardante il puntone compresso V_p che si forma lungo l'elemento di c.a. che chiaramente per luci minori aumenta la propria inclinazione. Per gli edifici esistenti, e soprattutto con riferimento a quelli progettati per soli carichi di tipo gravitazionali, bisogna sottolineare che pur presentando gli elementi ridotti quantitativi di armatura trasversale, la crisi difficilmente si attinge per taglio. Infatti le basse percentuali di armatura longitudinale che si ritrovano nelle sezioni, fanno sì che la crisi di tipo duttile (per raggiungimento del momento di yielding evidentemente molto basso) anticipi quella di tipo fragile per attingimento del taglio resistente.

Gli stati limite considerati

Compatibilmente alla impostazione della attuale Normativa [5],[6],[29], gli stati limite dal punto di vista flessionale sono definiti attraverso le rotazioni appena descritte, ed in particolare sono:

- *Stato limite di danno limitato*, che corrisponde al raggiungimento della rotazione di yielding nella sezione di un elemento strutturale
- *Stato limite di danno severo*, che corrisponde al raggiungimento dei $\frac{3}{4}$ della rotazione ultima nella sezione di un elemento strutturale
- *Stato limite di collasso*, che corrisponde all'attingimento della rotazione ultima nella sezione di un elemento strutturale oppure al raggiungimento di meccanismo di collasso globale o locale nel caso la rotazione ultima non sia raggiunta.

Calcolo del periodo elastico e del sistema di forze statiche

Definiti i legami non lineari per gli elementi costituenti la struttura, si passa alla fase di esecuzione dell'analisi modale per valutare il periodo elastico, la deformata modale dell'edificio e quindi calcolare la distribuzione di forze statiche proporzionali al prodotto della massa generalizzata per il vettore primo modo di vibrazione nella direzione che si vuole esaminare.

La valutazione delle caratteristiche elastiche della singola struttura associata al generico edificio viene effettuata attraverso l'analisi agli autovalori con riferimento al sistema in Eq. (2.21):

$$([K] - \omega^2[M])\{\phi\} = \{0\} \quad (2.21)$$

dove $[K]$ è la matrice di rigidezza elastica della struttura intesa come sistema a più gradi di libertà, $[M]$ è la matrice delle masse sismiche di piano, $\{\phi\}$ è il vettore del generico modo di vibrazione, mentre ω è la pulsazione ad esso associata.

La definizione geometrica degli elementi strutturali nonché delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo consente implicitamente per ciascuna struttura di valutare la matrice di rigidezza elastica $[K]$. In particolare, la rigidezza di sezione EI è valutata con riferimento all'inerzia (I) geometrica della sezione trasversale del generico elemento strutturale e al modulo di elasticità E del calcestruzzo definito

come in Eq. (2.22) in cui R_c è la resistenza cubica a compressione del calcestruzzo espressa in MPa.

$$E = 5700\sqrt{R_c} \text{ (MPa)} \quad (2.22)$$

Le masse di piano contenute nella matrice diagonale $[M]$ sono valutate nel rispetto delle indicazioni riportate nell'Eurocodice 8 [29] sulla base dell'analisi dei carichi permanenti e accidentali computati per la singola struttura oggetto di studio.

Dal sistema in Eq. (2.21) sono determinate le singole pulsazioni ω_i , le forme modali $\{\phi\}_i$ nonché la massa efficace m_i^* associata allo i -esimo modo definita come:

$$m_i^* = \sum m_k \phi_{k,i} \quad (2.23)$$

con m_k massa sismica del piano k -esimo, $\phi_{k,i}$ componente del vettore spostamento modale del piano k -esimo associato al modo i -esimo.

In particolare, sono valutate le grandezze relative ai soli modi fondamentali, prevalentemente traslazionali, associati alle due direzioni principali dell'edificio contenente la struttura oggetto di analisi. Pertanto, definendo come longitudinale la direzione di massima dimensione e con trasversale la direzione di minima, sono determinati per entrambe le direzioni la prima forma modale $\{\phi\}$ e pulsazione ω , la massa efficace m^* nonché il periodo elastico T_{el} quale rapporto:

$$T_{el} = \frac{2\pi}{\omega} \quad (2.24)$$

La distribuzione di forze statiche sarà allora pari al prodotto della massa dell'impalcato i -esimo per il relativo modo di vibrazione. Essendo l'analisi del tipo statico a plasticità concentrata, la distribuzione non cambierà con la diminuzione della rigidità della struttura man mano che aumenta il taglio alla base o lo spostamento in sommità, ma rimarrà costante durante tutto il ciclo di analisi.

Curva di PushOver

E' eseguita dapprima una analisi non lineare per effetto dei soli carichi gravitazionali. Successivamente, per ciascuna direzione di carico è applicata una distribuzione di forze crescente proporzionale al prodotto tra le masse di piano e la forma modale associata al modo fondamentale.

Ottenuta la curva di capacità (pushover), che rappresenta la relazione tra il taglio alla base della struttura V_b e lo spostamento Δ del baricentro delle masse dell'ultimo impalcato, si passa alla valutazione del periodo effettivo della stessa che viene valutato attraverso il metodo di equivalenza delle energie.

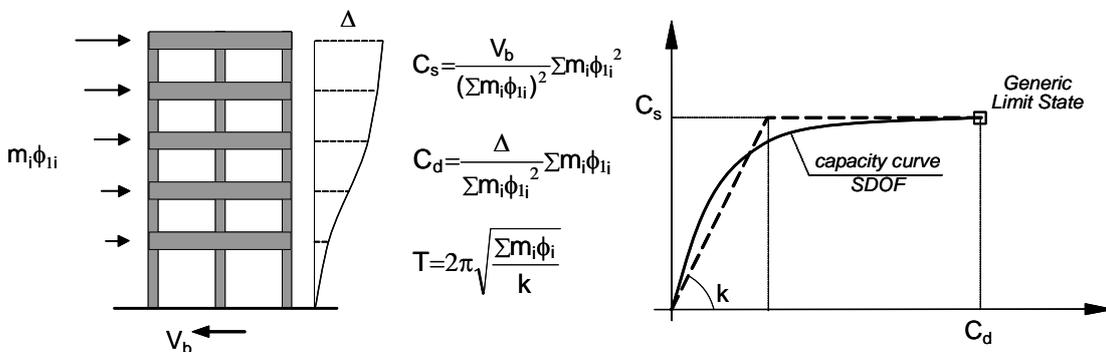


Figura 19 - Analisi Non Lineare

I parametri di capacità

I principali parametri di capacità che si ottengono una volta ricavata la curva di pushover sono:

- *Parametri di resistenza*
- *Parametri di spostamento*
- *Periodo effettivo*

I parametri di resistenza possono essere espressi sia in termini di Forza nel sistema MDOF a più gradi di libertà che di accelerazione nel sistema SDOF ad un solo grado di libertà. In particolare dalla curva forza spostamento si può valutare la massima resistenza della struttura pari proprio al taglio alla base V_b . Rapportando il taglio V_b al prodotto del fattore di partecipazione Γ per la massa

generalizzata del sistema ad un grado di libertà è possibile valutare il coefficiente di taglio alla base c_s ossia la massima accelerazione resistente della struttura:

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \phi_i}{\sum m_i \phi_i^2} = \frac{m^*}{\sum m_i \phi_i^2} \quad (2.25)$$

$$c_s = \frac{V_b}{\Gamma \sum m_i \phi_i} = \frac{V_b}{\sum (m_i \phi_i)^2} \sum m_i \phi_i^2 = \frac{V_y}{\sum m_i \phi_i} \quad (2.26)$$

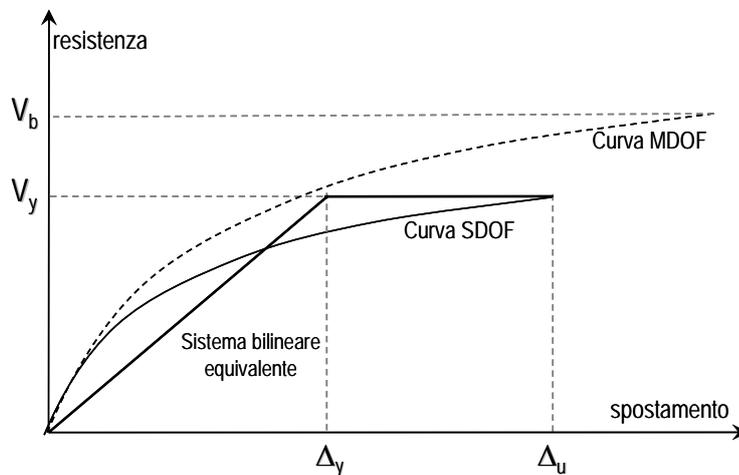


Figura 20 - Passaggio sistema MDOF - SDOF - bilinearizzazione curva di capacità

Nella (2.25), m^* rappresenta la massa generalizzata del sistema ad un sol grado di libertà, Γ il fattore di partecipazione modale.

Come quelli di resistenza anche i parametri di spostamento possono essere espressi sia nel sistema MDOF a più gradi di libertà che in quello SDOF ad un sol grado di libertà. In particolare i parametri di spostamento, che sono identificati dal raggiungimento di uno stato limite ovvero di una rotazione o di uno spostamento da parte di un punto di controllo appartenente al baricentro delle masse dell'ultimo impalcato, possono essere espressi in termini di spostamento o di drift ossia rapporto tra lo spostamento del punto master dell'ultimo impalcato e l'altezza totale della struttura. La verifica effettuata sui parametri valutati nel sistema SDOF è più speditiva in quanto non si deve ripassare necessariamente per il sistema MDOF. Per

valutare lo spostamento capace nel sistema SDOF c_d basta rapportare lo spostamento Δ del sistema MDOF al fattore di partecipazione modale Γ :

$$c_d = \frac{\Delta}{\Gamma} = \frac{\Delta}{\sum (m_i \phi_i)} \sum m_i \phi_i^2 \quad (2.27)$$

Infine ultimo parametro, ma non meno importante, in quanto definisce la richiesta sismica sulla struttura, è il periodo che viene calcolato dalla curva bilineare equivalente attraverso la sua rigidezza effettiva e la massa generalizzata del sistema ad un sol grado di libertà:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{\sum m_i \phi_{i,1}}{V_Y} \Delta_Y} \quad (2.28)$$

2.5.5 La capacità di classe

Il metodo fin ora illustrato permette la valutazione della capacità sismica una volta definita la classe e le dimensioni globali in pianta ed in elevazione.

Si è sottolineato come da un singolo edificio sia possibile valutare più sistemi strutturali dipendenti dai diversi parametri discussi in precedenza.

Fissata la classe e considerando un vettore $X = \{x_1, x_2, \dots, x_n\}$ le cui componenti sono proprio i parametri di geometria globale, di materiali, orientamento etc.. è possibile identificare ogni struttura con il vettore X a cui sarà collegata direttamente la capacità del singolo sistema strutturale (figura 20). In questo senso la capacità di classe può essere definita come una funzione che associa la curva di capacità al vettore X . Per ogni realizzazione del parametro x , che identifica una singola struttura, la funzione restituisce la capacità in termini ad esempio di parametri di resistenza $c_s(x_i)$, spostamento $c_d(x_i)$ e periodo $T(x_i)$.

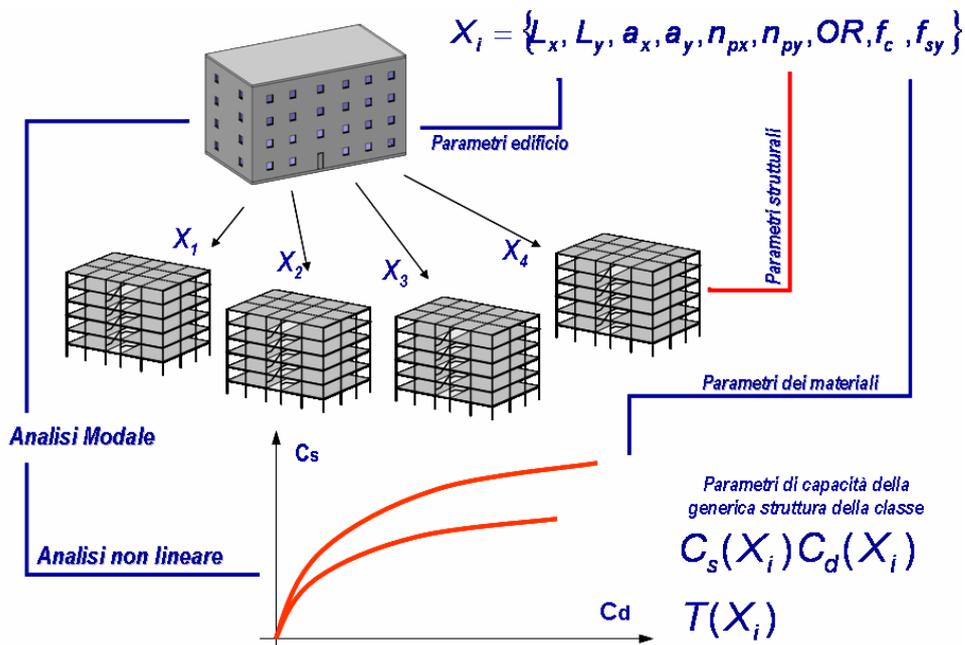


Figura 21 - Capacità di un singolo edificio della classe

Ritornando allora alla fase di definizione degli edifici che appartengono alla classe, definendo molteplici (m) edifici si otterranno alla fine del processo molteplici strutture (n+m) e parametri di capacità (figura 21):

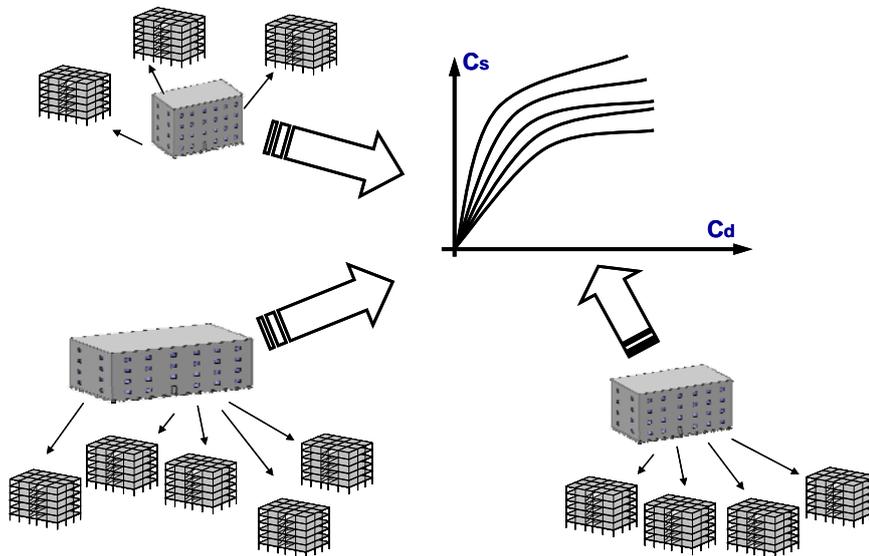


Figura 22 - Capacità di classe

2.5.6 Simulazione probabilistica degli edifici

La simulazione probabilistica ha un duplice ruolo. Infatti viene effettuata sia sul singolo edificio/struttura che sulla popolazione di edifici. Nel primo caso, la simulazione serve a tenere in conto delle incertezze legate ai materiali e al modello non lineare delle rotazioni, mentre nel secondo caso prende in considerazione l'effettiva distribuzione degli edifici appartenenti alla classe secondo le relative distribuzioni di frequenza.

Simulazione sul singolo edificio/struttura

Come detto, questo tipo di simulazione deve tenere in conto le incertezze legate sia ai materiali che al modello non lineare seguendo delle leggi di probabilità. La procedura, nel modello di capacità offre la possibilità di considerare differenti valori delle proprietà dei materiali o delle rotazioni. In realtà, anche se questo modo di procedere può fornire in prima istanza una misura del “peso” delle varie proprietà sui parametri di capacità non risulta realisticamente valida. Infatti, ad esempio è impensabile pensare che un calcestruzzo di 10MPa abbia la stessa probabilità di esistere di un 25MPa. Per questo motivo la simulazione probabilistica è fondamentale, in quanto riesce a cogliere anche gli aspetti legati alla probabilità di occorrenza di una specifica proprietà. Dal punto di vista dei materiali, si è già osservato nel CAP I che questi possono essere associati a delle leggi di probabilità con i relativi indici di variazione [8],[9] (figura 22). Per quanto riguarda le incertezze legate al modello non lineare si può fare riferimento al lavoro di Panagiotakos e Fardis [31] che hanno ricavato le formulazioni delle rotazioni di snervamento e ultima da una campagna sperimentale formata da oltre 1000 test su colonne in c.a.. in particolare le formule (2.18) e (2.19) mostrano rispetto ai test delle notevoli dispersioni (figura 23).

Per tenerne in conto, anche se gli indici di variazione forniti dagli autori sono maggiori, nella procedura qui esposta si sono considerati i valori delle rotazioni distribuiti su una funzione LogNormale che ha come media i valori delle (2.18) e (2.19) e come deviazione il 15% e ed il 30% rispettivamente per la rotazione di snervamento e quella ultima.

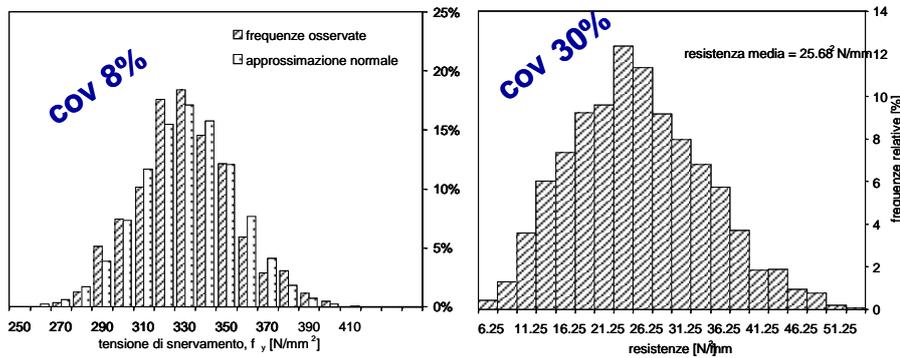


Figura 23 - PDF acciai (a) e calcestruzzi (b)

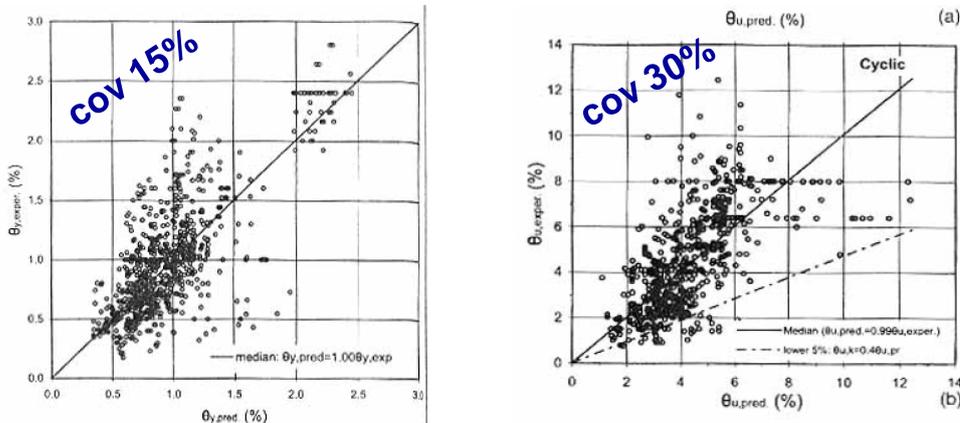


Figura 24 - Incertezza del modello non lineare

Simulazione sulla popolazione

La simulazione della popolazione degli edifici della classe viene effettuata per tenere in conto dell'effettiva distribuzione degli edifici dell'area in esame secondo le relative distribuzioni di frequenza.

Quindi, la scelta dei parametri di input che identificano la classe e le dimensioni globali di partenza, sono condizionate ad ogni modo da uno studio preliminare delle tipologie e anno di costruzione facenti parte dell'aggregato urbano, e da un rilievo che possa fornire le morfologie con le relative dimensioni globali in pianta ed in elevazione. Ambedue questi termini non sono di difficile identificazione. Infatti per quanto riguarda la conoscenza dell'anno di costruzione molto spesso la fonte di dati può essere attinta dagli archivi comunali. Per il rilievo, è possibile procedere in maniera tradizionale con dei sopralluoghi sul posto, oppure è auspicabile utilizzare le

banche di dati informatiche. Tramite delle tecniche tipo GIS, areofotogrammetria, satellite ed in ultimo Internet con i vari browser di mappatura, è attuabile un'acquisizione dei dati molto veloce.

In questo modo è possibile diversificare le tipologie costruttive, le morfologie ricorrenti, gli anni di costruzione e le corrispondenti dimensioni globali. Soprattutto queste ultime, nell'ambito di una stessa classe, così come per i materiali e le rotazioni potranno essere associate a delle distribuzioni di frequenza. Ad esempio si possono riscontrare diverse distribuzioni di dimensioni in pianta (figura 24):

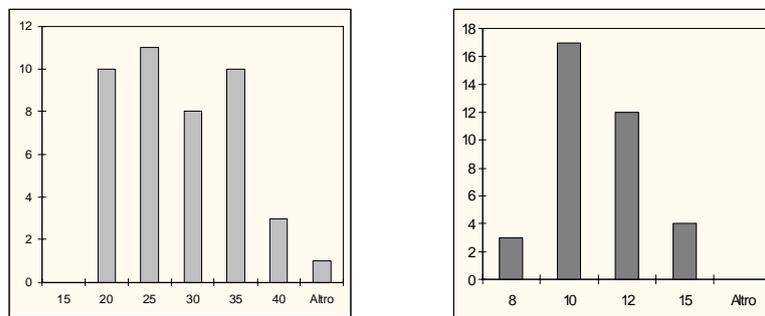


Figura 25 - Esempio di distribuzioni in pianta Lx (a) ed Ly(b)

Per questi motivi la valutazione della capacità dovrà essere effettuata in termini probabilistici che tengono conto non solo della variabilità dei materiali e di modello, ma anche di quella delle strutture con le relative frequenze associate.

2.5.6.1 IL METODO DI SIMULAZIONE PROBABILISTICA

Un buon metodo per impostare il problema è quello di utilizzare un processo di simulazione statistica tipo MonteCarlo. La procedura viene divisa in due step:

- Definizione del DoE
- Analisi del DoE

Dove per DoE (Design of Experiments), si intende un piano fattoriale degli esperimenti di ordine n pari al numero delle componenti del vettore di identificazione X. Nella prima fase di definizione del DoE, si devono definire, a seguito delle

indagini (anno e zona di costruzione) e dei rilievi effettuati in situ (dimensioni globali), le classi (livelli dei fattori del DoE) delle distribuzioni di frequenza dei parametri che compongono il vettore X . Queste distribuzioni possono essere del tipo uniforme, Gaussiano o possono essere considerate seguendo la loro specifica legge di frequenza. Ad esempio con riferimento alla figura 24 si possono scegliere per L_x delle classi da 20m a 40m con step di 5m. I livelli dei fattori del piano degli esperimenti sono scelti in modo da cogliere al meglio la loro variabilità nell'ambito della classe. Se un fattore x_i (tensione di snervamento dell'acciaio) è di tipo Gaussiano si può pensare di adoperare 3 livelli, ovvero la media e media \pm deviazione standard. In questo caso quindi, da un singolo modello strutturale si valuteranno 3 diversi modelli di capacità. Naturalmente poiché il vettore X sarà composto da diversi fattori x_i variabili si dovranno effettuare una serie di combinazioni significative per considerare tutte le variabilità presenti. Stabilita la dimensione del DoE e le variabili di input del processo per ogni struttura ovvero per ogni punto del DoE si attua il processo di calcolo della capacità descritto fino al paragrafo 2.5.5. In questa fase tutte le funzioni di capacità calcolate secondo i parametri di ingresso del DoE sono tutte equiprobabili e sono calcolate in maniera esatta. Si passa, allora, all'analisi delle realizzazioni del DoE, ovvero a quella delle funzioni di capacità appena ricavate. Si è detto che la funzione di capacità in relazione al vettore X_i può esprimere un qualsiasi parametro di capacità. Si consideri ad esempio che la funzione di capacità esprima il parametro di spostamento del sistema SDOF $c_d(X_i)$. A seguito di una simulazione, che sceglie in maniera pseudocasuale i parametri del vettore X seguendo le relative leggi di probabilità delle sue componenti, i risultati discreti ricavati dalle analisi del DoE vengono interpolati con una regressione multiparametrica in modo da poter calcolare la capacità per ogni struttura della classe non specificamente studiata (ad esempio una struttura che presenta lo snervamento dell'acciaio pari a 320 MPa). In particolare la forma della funzione di regressione è del tipo:

$$C_d(X) \approx \beta_0 + \sum_{i=1}^n \beta_i x_i \quad (2.29)$$

Nella (2.27) β sono le costanti determinate ed n è il numero delle variabili componenti il vettore X .

Ovviamente stesso discorso può essere effettuato per gli altri parametri di capacità:

$$C_s(X) \approx \beta_0 + \sum_{i=1}^n \beta_i x_i \quad (2.30)$$

$$T(X) \approx \beta_0 + \sum_{i=1}^n \beta_i x_i \quad (2.31)$$

Al termine della simulazione si ottengono quindi i valori di capacità per ogni lancio pseudo casuale che dovranno essere intersecati con la domanda sismica per poter valutare la fragilità.

Una strada alternativa alla regressione multiparametrica prevede l'estrazione pseudocasuale della struttura e la sua relativa analisi tramite il processo di calcolo della capacità. Quest'ultimo criterio, che si potrebbe definire "Montecarlo diretta", è certamente più accurato, ma l'onere computazionale che ne deriva è molto elevato giustificando in questa maniera la scelta dell'analisi di multiregressione a posteriori.

2.5.7 LA DOMANDA SISMICA

La domanda sismica spettrale inelastica viene valutata secondo il metodo dello spettro di capacità (CSM) Fajfar 1999 [32]. Secondo tale approccio, la domanda elastica viene valutata in funzione del periodo effettivo della struttura sullo spettro ADRS (Acceleration Demand Response Spectrum) in cui in ascissa sono presenti gli spostamenti e in ordinata le accelerazioni. Le ordinate della curva di capacità della struttura (SDOF) vengono rapportate alla massa generalizzata in modo da ottenere le accelerazioni capaci del sistema SDOF (figura 25). Al fine di valutare la domanda di spostamento inelastica, bisogna modificare la domanda elastica spettrale $S_{d,e}(T)$ mediante un opportuno fattore C_R Miranda et. al. 2003 [33],[34] che rappresenta il rapporto tra lo spostamento anelastico e quello elastico del sistema ad un sol grado di libertà.

$$S_{d,i}(T) = S_{d,e}(T) \cdot C_R(R, T) \quad (2.32)$$

Nella (2.32) T è il periodo effettivo ed R è il fattore di riduzione definito come:

$$R = \frac{mS_{a,e}(T)}{V_y} = \frac{S_{a,e}(T)}{S_{ay}} \quad (2.33)$$

dove m rappresenta la massa generalizzata, $S_{ae}(T)$ è l'accelerazione elastica, V_y è la resistenza anelastica e S_{ay} è l'accelerazione anelastica della struttura. In particolare l'espressione di C_R è la seguente :

$$C_R = 1 + \left[\frac{1}{a(T/T_s)^b} - \frac{1}{c} \right] (R - 1) \quad (2.34)$$

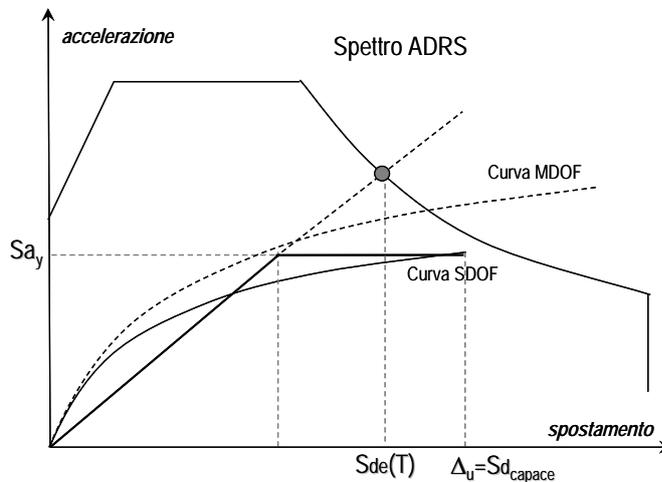


Figura 26 - Spettro ADRS

In cui le costanti a,b e c ed il periodo T_s assumono i seguenti valori a seconda della classe del sito:

Classe sito	a	b	c	T_s (sec)
B	42	1.60	45	0.75
C	48	1.80	50	0.85
D	57	1.85	60	1.05

Le classi di sito B,C,D corrispondono alle classi di terreni della attuale Normativa rispettivamente A,B,D. In realtà il C_r rappresenta un valore medio a cui è associato un indice di variazione espresso dal grafico di figura 26. In funzione del periodo e del coefficiente di riduzione (per tutte le classi di terreni) è quindi possibile esprimere la variabilità dell'input sismico che si attesta mediamente nell'ordine del 40% per periodi maggiori ad un secondo mentre può raggiungere anche il 100% per periodi minori di 0.5 sec.

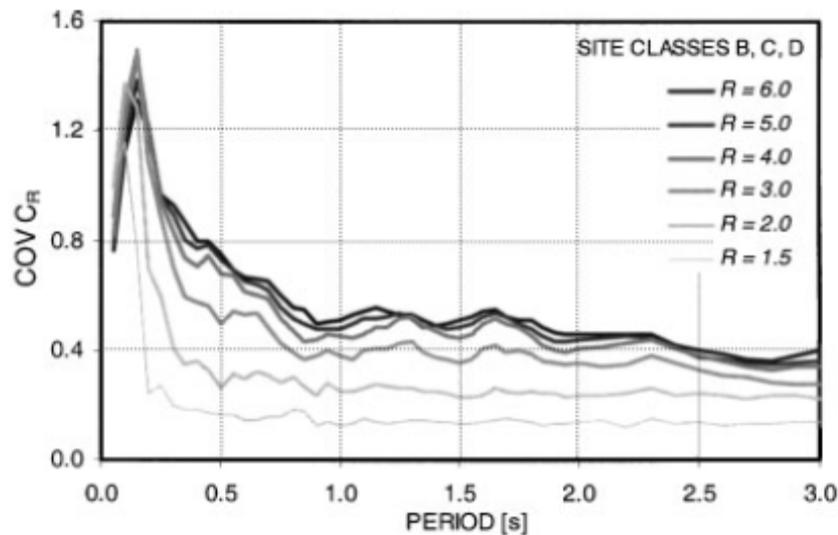


Figura 27 - COV_{C_r}

Per tenere in conto di questa variabilità, per ogni lancio pseudo casuale della simulazione probabilistica si valuta il coefficiente $C_r(R,T)$, estraendolo in maniera casuale da una distribuzione lognormale con media valutata secondo la 2.34 e deviazione standard pari a COV di C_r .

2.6 IL CALCOLO DELLA CURVA DI FRAGILITA'

Con riferimento alla procedura fin ora esposta, valutata la capacità di classe, è possibile calcolare al variare dell'intensità sismica, la curva di fragilità che rappresenta la probabilità che la classe di edifici raggiunga un prefissato stato limite per un dato valore di un parametro di intensità sismica spettrale. La variabilità della capacità e della domanda è generata sia dalla variabilità del sistema strutturale che da quella dello spettro di domanda. In particolare mentre la variabilità del sistema

strutturale segue delle leggi di probabilità assegnata, quella dello spettro è equiprobabile nel senso che tutti gli spettri considerati nell'ambito del metodo di fragilità hanno la stessa probabilità di accadimento. Tuttavia la variabilità dell'input sismico è dettata dall'incertezza di valutazione dello spostamento anelastico richiesto funzione del COV Cr. Si può descrivere il processo secondo la seguente formulazione:

$$Fragilità = \sum_a P[C \leq D | IM = a] \quad (2.35)$$

La (2.33) indica come la fragilità sia la sommatoria (sulla intensità sismica) delle probabilità che la capacità sia minore della domanda per una fissata intensità. In quest'ambito è molto importante definire gli spettri da utilizzare dal momento che possono essere scelti secondo diversi approcci funzione delle informazioni di natura geofisica che si riescono a reperire.

La curva fragilità è una funzione cumulata di probabilità in cui in ascissa è presente un parametro spettrale che solitamente è rappresentato dalla PGA.

Per una prefissata PGA, quindi, la lettura della curva di fragilità esprime la percentuale degli edifici appartenenti alla classe che superano lo stato limite prefissato ovvero per i quali la capacità sia inferiore alla domanda.

Poiché si deve calcolare la probabilità di eccedenza al variare della PGA, se si considerano uno o più spettri, si dovrà far variare il valore di PGA degli stessi per ottenere i valori di probabilità di superamento.

Se non si hanno a disposizione le informazioni geosismiche della zona o queste sono scarse, l'unica maniera è di considerare uno spettro Normativo ovvero un spettro compatibile della zona. In questo caso il calcolo della fragilità avviene facendo variare la PGA degli spettri a forma costante.

Se si hanno a disposizione più spettri compatibili della zona (ad esempio più accelerogrammi), il calcolo è più raffinato perché si tengono in conto anche le differenti forme spettrali. La migliore soluzione, ma non sempre possibile, è quella di avere le curve di pericolosità del sito. In questo modo si potranno considerare tutti gli spettri corrispondenti ad un dato valore di PGA che al contempo presentano delle

probabilità di accadimento e hanno anche differenti forme spettrali. Quest'ultima eventualità, ad ogni modo, permette di calcolare il rischio. Per ogni lancio pseudo casuale si valuta la capacità e la domanda per una prefissata PGA (o PGV) ottenendo in caso di fallimento ($C \leq D$) un incremento di una variabile k di controllo. Al termine di tutti i lanci pseudo casuali la probabilità di fallimento sarà data dal rapporto tra k e il numero totale dei lanci, ottenendo per una fissata PGA un punto della curva di fragilità (figura 27).

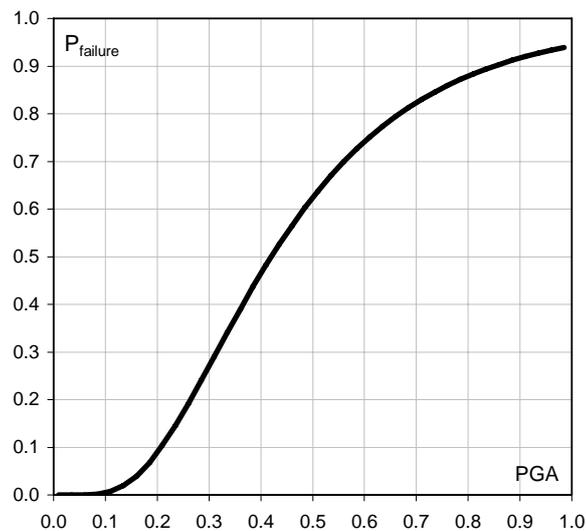


Figura 28 - Curva di fragilità al collasso

La curva di fragilità al collasso di figura 27, espressa su un edificio di 3 piani, ad esempio esprime che la probabilità di collasso è per un valore di PGA di 0.5g pari a circa il 60%.

2.7 IL SOFTWARE

Tutto il processo illustrato è stato implementato in un software che è diviso in tre principali routine che sono di seguito elencate:

- Routine del progetto simulato
- Routine dell'analisi non lineare
- Routine dell'analisi probabilistica

Una volta definiti gli edifici da analizzare e le relative distribuzioni di frequenza per l'analisi di tipo probabilistica, il programma in cascata ed in maniera automatica esegue il progetto simulato, effettua le analisi non lineari e valuta le curve di fragilità. Le informazioni che si possono ricavare in output sono riferite sia al singolo edificio simulato in termini di capacità che alla classe di appartenenza. In particolare per ogni edificio vengono valutate le curve di pushover step to step in singoli file con estensione .psh, mentre per l'intera popolazione viene prodotto un file .out che separa gli edifici secondo le classi di appartenenza e riporta le proprietà di input principali (come le dimensioni globali, la luce delle campate e le proprietà dei materiali), e di output in termini elastici e parametri di capacità per ogni stato limite contemplato. Inoltre per ogni classe, viene prodotto un file con estensione .frg che riporta le curve di fragilità per ogni classe individuata dal programma. I tempi di analisi dipendono evidentemente da molteplici fattori. Tra i principali, il primo riguarda la numerosità degli elementi tipo beam presenti nell'edificio di studio. Ad esempio la risoluzione di un edificio di 2 piani è molto più rapida rispetto a quella di un edificio di 8 piani. Inoltre la numerosità incide chiaramente anche sull'estensione della popolazione della classe di studio. Altro elemento che può determinare la velocità di esecuzione delle analisi è senz'altro dato dalla tolleranza di convergenza fissata per l'analisi non lineare. La scelta di questo parametro non è semplice perché essendo il processo in cascata e considerando differenti tipologie di edifici una tolleranza troppo elevata può non portare a termine un'analisi "perdendo" il singolo edificio simulato nell'ambito di tutto il processo in cascata. Per ovviare a questo problema la tolleranza definita non è modificabile da parte di un operatore esterno ed è fissata per uno squilibrio di 1N. Infine ultimo parametro principale che determina in maniera consistente i tempi di esecuzione, è relativo al numero di simulazioni probabilistiche che devono essere effettuate per il calcolo delle curve di fragilità. Naturalmente più è elevato il numero delle simulazioni più si allungano i tempi di calcolo ma più è "pulita" la curva che viene ricavata. In default il numero di simulazioni fissate è pari a 100000. Per rendersi conto dell'effettivo tempo di esecuzione di analisi, si pensi che con riferimento al DOE presentato nel CAP 4 (420 edifici) il tempo di esecuzione di tutte le analisi è stato dell'ordine di una settimana con due calcolatori tipo Pentium Intel core (due cpu) 2.13 GHz con 2Gb di RAM.

2.7.1 Routine del progetto simulato

La routine del progetto simulato riguarda la generazione e il progetto simulato degli edifici appartenenti alla classe. In questa fase c'è la definizione del piano degli esperimenti e la generazione degli edifici valutando tutte le caratteristiche geometriche e meccaniche delle strutture. La schermata principale è mostrata in figura 28. Questa schermata riporta le principali informazioni che definiscono la popolazione degli edifici da analizzare. Nella sezione dei materiali sono riportate le proprietà degli stessi sia in termini di tensioni ammissibili per il progetto simulato che in termini di tensioni di rottura per la valutazione dei legami momento rotazione.

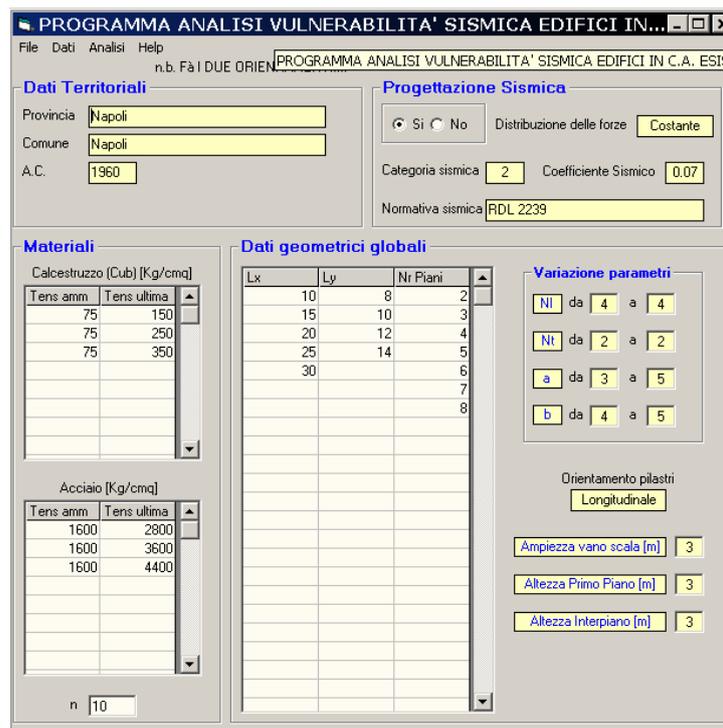


Figura 29 – Schermata principale del programma

In quella dei dati generali sono riportate le dimensioni globali etc.. Nella schermata dati territoriali sono riportate le informazioni principali per definire la classe di progettazione. A questa sezione è collegato un database che in base alle tre informazioni zona e anno di costruzione, stabilisce la classe di progettazione e setta la normativa e la pratica progettuale (ad ogni modo modificabili dall'utente) per

effettuare il progetto simulato delle strutture. Alla fase di progetto simulato sono collegate tutte le sottoroutine che risolvono le equazioni di compatibilità, sono calcolati e applicati i carichi verticali e orizzontali ed è effettuato il predimensionamento degli elementi rispettando i minimi geometrici e di armatura definiti dalle Norme o imposti dall'utente. Inoltre è collegata anche la subroutine che risolve elasticamente la struttura attraverso il metodo degli elementi finiti monodimensionali partendo dalla matrice di rigidezze locale di un elemento e assemblandola nella matrice di rigidezze globale. Il processo di progettazione è iterativo e raggiunge la convergenza quando tutte le sezioni della struttura sono verificate alle tensioni ammissibili.

2.7.2 Routine dell'analisi non lineare

La routine dell'analisi non lineare è composta principalmente da tre subroutine. La prima in base alle caratteristiche geometriche e meccaniche delle sezioni degli elementi valuta i legami momento-rotazione. Il calcolo viene effettuato partendo dall'analisi della sezione che viene discretizzata allo scopo di valutare il legame momento-curvatura. Il criterio di convergenza scelto è del tipo Newton-Raphson modificato. Il calcolo delle rotazioni viene effettuato in base ai parametri di ingresso definiti nella sezione di input. In realtà in default, per tenere in conto della variabilità delle rotazioni, vengono valutati tre differenti valori di rotazione attraverso l'ausilio di un coefficiente al denominatore che può essere scelto dall'utente. Per le rotazioni medie evidentemente il coefficiente è pari ad uno. Nei calcoli presentati nei capitoli che seguono il coefficiente ha assunto il valore di 1.5 (decurtativo) e di 0.5 (amplificativo). Chiaramente questi valori così ampi servono a definire la regressione in base alle distribuzioni di frequenza scelte per le rotazioni nella routine di simulazione probabilistica. Una regressione più precisa, a scapito di un processo di analisi più lungo, può essere definita considerando più valori del coefficiente al denominatore. La seconda subroutine effettua un'analisi di tipo modale agli autovalori. In questo caso è necessariamente implementata la condensazione statiche della matrice delle rigidezze essendo differenti i gradi di libertà dinamici da quelli statici. Questa fase naturalmente definisce il sistema statico di forze da applicare alla

struttura per effettuare l'analisi non lineare. Riguardo quest'ultima, che definisce la terza subroutine, riprendendo il modello lineare si è implementata un'analisi di tipo a plasticità concentrata con criterio di convergenza del tipo Newton-Raphson. L'analisi raggiunge convergenza quando un elemento assume una rotazione pari a quella ultima ovvero (utilizzando un legame con softening) quando la struttura raggiunge il picco di massima resistenza.

2.7.3 Routine della simulazione probabilistica

Per la routine di simulazione probabilistica, come già detto, è stato implementato il metodo MonteCarlo. Quindi per ogni lancio pseudo casuale (per una fissato parametro di intensità spettrale), che segue le distribuzioni di frequenza definite dall'utente per la popolazione, per i materiali e per le rotazioni, attraverso delle regressioni multiparametriche vengono valutati i parametri di capacità. Quest'ultimi vengono intersecati con quelli di domanda, in funzione anche del COV Cr per la valutazione delle curve di fragilità.

CAPITOLO III

VARIABILITA' DEI PARAMETRI DI VULNERABILITA'

3.1 INTRODUZIONE

Le procedure di calcolo mostrate nel CAP II per la valutazione delle curve di fragilità ed analisi di rischio, si basano sulla determinazione della capacità sismica. La notevole importanza di quest'ultima, porta automaticamente ad uno studio mirato della stessa analizzandone i principali aspetti. Partendo da questa considerazione, si può accettare che i parametri che definiscono un sistema strutturale, e che influenzano il processo di valutazione della capacità e della domanda, possono avere una determinata importanza e uno specifico peso. In questo capitolo e nel successivo, si cercherà di investigare sull'influenza di questi parametri, che in generale possono essere parametri globali se individuati da fattori di identificazione di classe (morfologia, altezza, tipo di progettazione) o parametri locali se diversificati nell'ambito della stessa classe (geometria, materiali, modello non lineare). Inoltre, nel proseguo, si terrà in considerazione anche la variazione dell'input sismico che risulta avere una notevole importanza per la valutazione delle curve di fragilità. In particolare, con riferimento a questo capitolo si volge l'attenzione al singolo edificio mostrando la genesi delle maggiori variabilità cui può essere affetto per la valutazione sia della capacità che successivamente della vulnerabilità. Compatibilmente a quanto esposto nel capitolo precedente, il progetto simulato è effettuato secondo le Norme e le pratiche progettuali dell'epoca di costruzione (o della classe di progettazione). Il modello non lineare e gli stati limite verificati, si basano sulle definizioni presenti in [6],[7],[29] e discusse nel CAP II.

3.2 L' EDIFICIO GRAVITAZIONALE

L'edificio di riferimento ha un numero di piani pari a 4, di 12.0m metri di altezza, e progettato in zona non sismica per soli carichi gravitazionali. Le dimensioni in pianta

dell'impalcato in direzione longitudinale e trasversale sono rispettivamente pari a 30.0m e 10.0m. Le proprietà dei materiali risultano essere pari ad una tensione di rottura cubica di 25.0 MPa per il calcestruzzo, mentre per l'acciaio si è considerata una tensione di snervamento pari a 360.0 MPa. Le rotazioni limite sono considerate costanti pari ai valori medi (CAP II). La definizione dell'edificio è riportata in tabella 1.

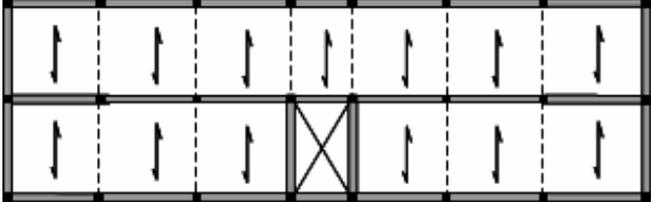
<i>Tipologia 1</i>	
Classe	4 Piani, Progettazione Gravitazionale
Geometria	$L_x = 30.0\text{m}$, $L_y = 10.0\text{ m}$; $a_x = 4.50\text{m}$, $a_y = 5.00\text{m}$
Materiali	$F_c = 25.0\text{ MPa}$, $F_y = 360.0\text{ MPa}$
Rotazioni	Medie
	

Tabella 1 - Dati di input edificio gravitazionale

Le curve forze spostamento (figura 1) nelle due direzioni longitudinale e trasversale riportano gli stati limite considerati.

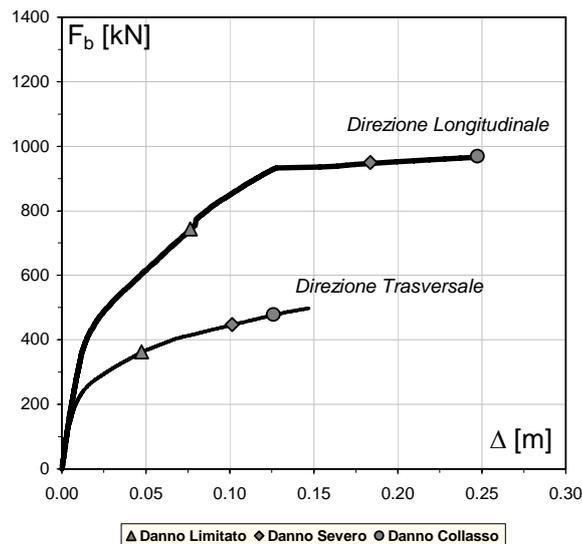


Figura 1- Curve di PushOver

I parametri di capacità in forma sintetica sono espressi nelle tabelle 2 e 3 per entrambe le direzioni di studio.

		T_{eff} [sec]	V_b [kN]	Δ [m]	C_s [g]	C_d [m]
Tel [sec] 0.806	Danno Limitato	1.30	743.57	0.076	0.085	0.061
	Danno Severo	1.53	950.14	0.184	0.107	0.146
	Danno Collasso	1.58	969.58	0.247	0.109	0.197

Tabella 2 – Parametri di capacità Direzione Longitudinale

		T_{eff} [sec]	V_b [kN]	Δ [m]	C_s [g]	C_d [m]
Tel [sec] 0.917	Danno Limitato	1.39	362.21	0.047	0.041	0.038
	Danno Severo	1.73	447.52	0.101	0.051	0.082
	Danno Collasso	1.87	478.28	0.126	0.054	0.102

Tabella 3 – Parametri di capacità Direzione Longitudinale

Nelle tabelle i parametri espressi sono:

- T_{el} – Periodo elastico della struttura
- T_{eff} – Periodo effettivo corrispondente allo stato limite
- V_b – Taglio alla base corrispondente alla massima resistenza
- Δ – Massimo spostamento corrispondente alla massima resistenza
- C_s – Coefficiente di taglio alla base del sistema SDOF
- C_d – Spostamento del sistema SDOF

Come si nota dalle curve di pushover la differenza in entrambe le direzioni dell'edificio sia in termini di resistenza che di spostamento è circa pari a 1:2. Questa eventualità è dovuta senz'altro alla diversità del sistema strutturale nelle due direzioni. Infatti mentre in quella longitudinale sono presenti tutti i telai (porta il solaio) che sono in grado di assorbire la forza orizzontale, nella direzione trasversale sono presenti solo i due telai perimetrali ed il vano scala (oltre che ad un numero di colonne isolato collegate tramite l'impalcato rigido). Per quanto riguarda il periodo

elastico si noti come questo risulti sempre maggiore nella direzione trasversale essendo questa meno rigida. Stessa cosa accade naturalmente per il periodo effettivo. Sempre confrontando le due direzioni, la differente posizione dei punti di stato limite suggerisce che i meccanismi di collasso che si sono venuti a creare sono differenti. Infatti, osservando la forma delle curve di pushover, e quindi l'evoluzione della rigidezza, si nota come la direzione longitudinale raggiunga il proprio stato limite di collasso con una rigidezza quasi tendente a zero, mentre la direzione trasversale arriva al collasso con una rigidezza in termini relativi più elevata. Il primo aspetto sta a significare che in direzione longitudinale si è formato un elevato numero di cerniere, al contrario di quella trasversale in cui tra le altre cose è presente il vano scala che influenza non poco la risposta del sistema strutturale. La direzione longitudinale risulta quindi avere una gerarchia delle resistenze più efficiente della direzione trasversale. Nel complesso questo edificio non ha una grossa prestazione in termini sismici, infatti se l'azione sismica è direzionata in senso trasversale, non vi è dubbio che la struttura possa essere soggetta a fenomeni di collasso anche per bassi valori di PGA. Naturalmente la conferma di tale affermazione è subordinata ad una verifica in termini di spostamento e sarà discussa nei paragrafi seguenti.

3.3 INFLUENZA DELLA CLASSE DI PROGETTAZIONE

Si considera ora lo stesso edificio/struttura, ma rispetto al caso precedente si faranno variare i tipi di progettazione cui sarà soggetto nel processo di generazione. In pratica si considerano 4 distinte strutture, che sono uguali dal punto di vista delle dimensioni globali e locali, ma sono al contempo differenti strutturalmente perché progettati in diverse zone a differenti gradi di sismicità (Tabella 4). Il modello non lineare continua ad essere costante, sia per quanto riguarda le proprietà dei materiali che quelle delle rotazioni plastiche. Le curve di pushover dei 4 edifici nelle due direzioni sono riportate in figura 2. Dalle curve di pushover si osserva che al variare del tipo di progettazione, anche a parità di dimensioni geometriche globali, la risposta della struttura cambia notevolmente.

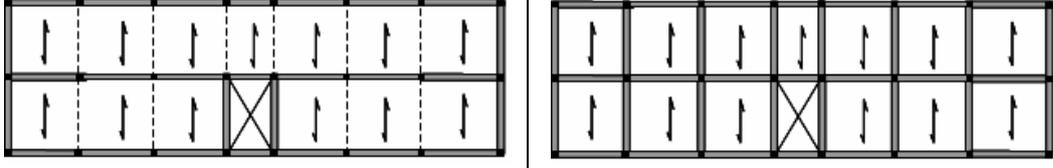
Tipologia 2	
Classe	4 Piani, <i>Progettazione Variabile</i>
Geometria	Lx = 30.0m , Ly = 10.0 m ; ax =4.50m , ay =5.00m
Materiali	Fc = 25.0 MPa , Fy = 360.0 MPa
Rotazioni	Medie
	

Tabella 4 - Dati di input edifici

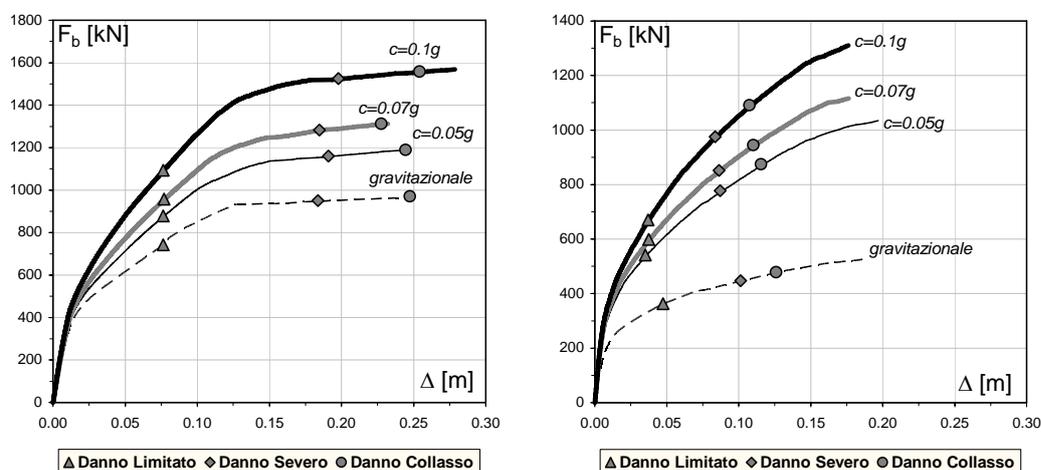


Figura 2- Curve di PushOver - Direzione Longitudinale (a)- Direzione Trasversale (b)

La progettazione di tipo sismico porta chiaramente ad un aumento della resistenza globale delle strutture. In particolare, confrontando i valori di taglio alla base al collasso tra l'edificio progettato per soli carichi gravitazionali e quello per un'accelerazione pari a 0.05g, si osserva che nella direzione longitudinale si registra un incremento di taglio pari a circa il 22%, mentre in quella trasversale l'incremento è pari a circa al 82%. Queste percentuali sono ancora più rimarcate se il confronto viene fatto con l'edificio che ha subito una progettazione sismica pari a 0.1g. Infatti si riscontrano aumenti percentuali di circa il 60% per la direzione longitudinale e del 127% per quella trasversale.

		Teff [sec]	Vb [kN]	Δ [m]	Cs [g]	Cd [m]	Tipo Progettazione
0.806	Tel <i>Danno Limitato</i>	1.30	743.57	0.076	0.085	0.061	Gravitazionale
	[sec] <i>Danno Severo</i>	1.53	950.14	0.184	0.107	0.146	
	<i>Danno Collasso</i>	1.58	969.58	0.247	0.109	0.197	
0.714	Tel <i>Danno Limitato</i>	1.23	878.00	0.076	0.103	0.060	Sismica C=0.05g
	[sec] <i>Danno Severo</i>	1.45	1160.12	0.191	0.136	0.150	
	<i>Danno Collasso</i>	1.49	1188.64	0.244	0.139	0.192	
0.686	Tel <i>Danno Limitato</i>	1.19	957.65	0.077	0.113	0.060	Sismica C=0.07g
	[sec] <i>Danno Severo</i>	1.40	1282.94	0.185	0.152	0.145	
	<i>Danno Collasso</i>	1.43	1311.57	0.228	0.155	0.179	
0.648	Tel <i>Danno Limitato</i>	1.11	1093.56	0.077	0.133	0.060	Sismica C=0.1g
	[sec] <i>Danno Severo</i>	1.31	1525.43	0.198	0.185	0.155	
	<i>Danno Collasso</i>	1.34	1558.26	0.254	0.189	0.199	

Tabella 5 – Parametri di capacità Direzione Longitudinale

		Teff [sec]	Vb [kN]	Δ [m]	Cs [g]	Cd [m]	Tipo Progettazione
0.917	Tel <i>Danno Limitato</i>	1.39	362.21	0.047	0.041	0.038	Gravitazionale
	[sec] <i>Danno Severo</i>	1.73	447.52	0.101	0.051	0.082	
	<i>Danno Collasso</i>	1.87	478.28	0.126	0.054	0.102	
0.746	Tel <i>Danno Limitato</i>	1.03	541.47	0.035	0.063	0.028	Sismica C=0.05g
	[sec] <i>Danno Severo</i>	1.33	777.36	0.087	0.091	0.070	
	<i>Danno Collasso</i>	1.45	873.86	0.116	0.102	0.092	
0.695	Tel <i>Danno Limitato</i>	1.00	599.10	0.037	0.072	0.030	Sismica C=0.07g
	[sec] <i>Danno Severo</i>	1.26	852.17	0.086	0.102	0.068	
	<i>Danno Collasso</i>	1.36	945.13	0.110	0.113	0.087	
0.659	Tel <i>Danno Limitato</i>	0.95	670.13	0.037	0.082	0.029	Sismica C=0.1g
	[sec] <i>Danno Severo</i>	1.18	975.19	0.084	0.120	0.065	
	<i>Danno Collasso</i>	1.26	1090.21	0.108	0.134	0.084	

Tabella 6 – Parametri di capacità Direzione Trasversale

Se invece, si confrontano i valori di taglio alla base tra due edifici progettati sismicamente, ad esempio $c=0.05g$ e $c=0.1g$ si osservano incrementi di taglio pari al 31% in direzione longitudinale e pari al 25% per quella trasversale.

La ragione di un tale comportamento è da ritrovarsi nel differente sistema strutturale che si ottiene da diversi tipi di progettazione. In particolare se ci si riferisce alla direzione longitudinale, l'incremento è dovuto sicuramente all'aumento della percentuale di armature e di sezioni, mano a mano che cresce l'intensità sismica di progetto. Per la direzione trasversale questo discorso vale solo per gli edifici progettati sismicamente. Infatti, il sistema strutturale sismoresistente di un edificio progettato per soli carichi gravitazionali, in direzione trasversale, è completamente differente dal sistema sismoresistente degli stessi edifici progettati in zona sismica, perché nella direzione trasversale sono presenti solo i telai perimetrali trasversali che portano ad un valore di taglio alla base nettamente inferiore.

Dal punto di vista della resistenza C_s anelastica (figura 3a), qualunque sia la classe di progettazione, la direzione longitudinale è sempre più resistente di quella trasversale.

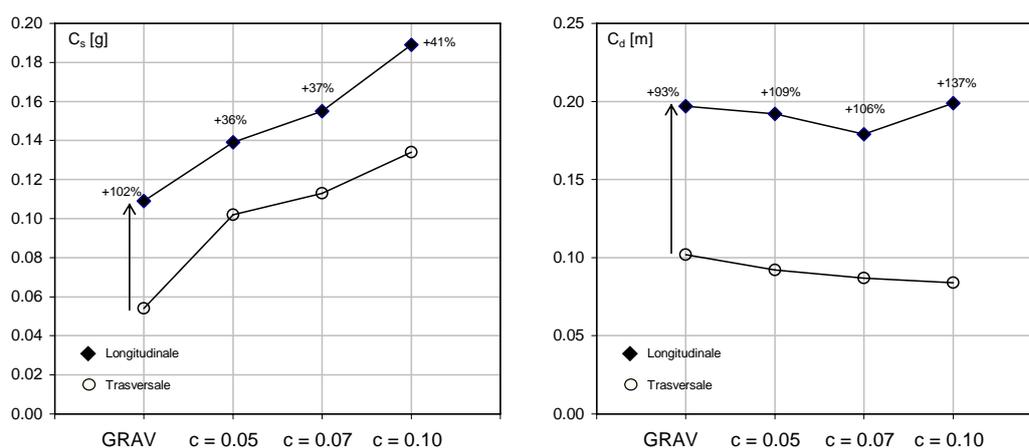


Figura 3- Confronto resistenza anelastica (a) – Confronto spostamento capace (b)

In particolare, in ambito di progettazione di tipo gravitazionale la resistenza anelastica in direzione longitudinale è circa il 102% maggiore di quella trasversale, mentre facendo riferimento a quella di tipo sismico l'incremento nella direzione longitudinale è mediamente pari al 37%. La resistenza anelastica o coefficiente di taglio alla base C_s , rappresenta la massima accelerazione anelastica che può sopportare la struttura. Con riferimento ai soli edifici progettati sismicamente e secondo una progettazione ed una concezione ingegneristico strutturale moderna si dovrebbero riscontrare dei valori di coefficiente di taglio alla base pari a quelli di

accelerazione sismica di progetto. In realtà, come si vede dalle tabelle 5 e 6 e dal grafico di figura 3a, questa eventualità non sussiste perché gli edifici in questione, oltre ad essere stati progettati alle tensioni ammissibili, hanno anche differenti schemi di carico e diversa concezione strutturale non essendo contemplata l'eventualità di impalcato rigido e quindi di ripartizione delle forze per rigidità.

Per quanto riguarda gli spostamenti capaci SDOF (figura 3b), si nota come i valori siano pressoché simili nell'ambito dei diversi tipi di progettazione. La notevole differenza la si riscontra ancora una volta tra le due direzioni principali dell'edificio, registrando mediamente degli spostamenti capaci in direzione longitudinale maggiori del 100% rispetto quella trasversale. Come già discusso nel paragrafo precedente, il diverso comportamento nelle due direzioni è dovuto senz'altro ai differenti meccanismi di collasso che si vengono a creare e che sono chiaramente evidenti dalle rigidità tangenti al collasso delle curve di push over di figura 2.

Il periodo elastico diminuisce all'aumentare della classe di progettazione in ambedue le direzioni (figura 4a).

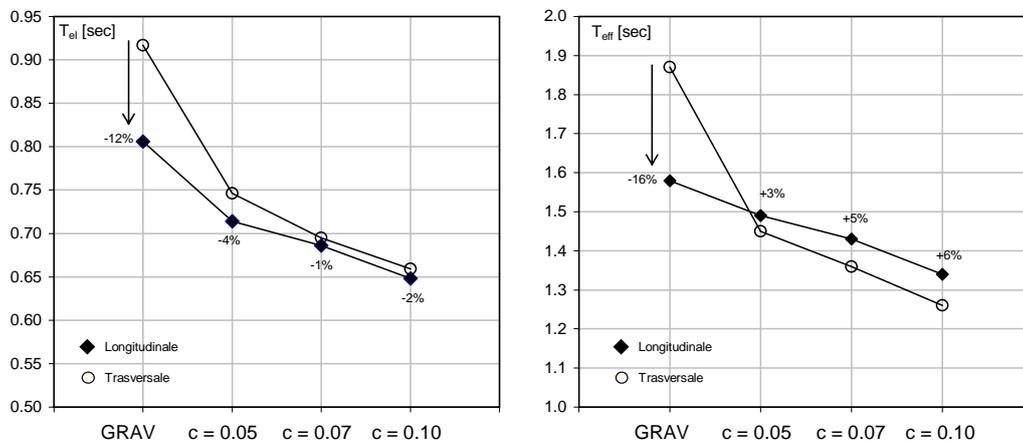


figura 4- Confronto periodi elastico (a) – effettivo (b)

In particolare la direzione longitudinale risulta sempre più rigida di quella trasversale. La differenza di periodo elastico nelle due direzioni è molto marcata per classe di progettazione gravitazionale (periodo in direzione longitudinale minore di circa il 12%), mentre si attesta mediamente attorno al 3% per classi di progettazione di tipo sismico.

Anche per quel che riguarda i valori di periodo effettivo, si nota come ci sia un decremento di periodo effettivo all'aumentare dell'intensità sismica di progettazione in ambo le direzioni (figura 4b). Questa eventualità porta a richieste di spostamento man mano più basse e quindi ad un rapporto domanda capacità che diminuisce all'aumento del livello di progettazione vista la quasi costanza della capacità di spostamento (figura 3b).

A differenza del periodo elastico, quello effettivo non segue la stessa evoluzione confrontando le due direzioni dell'edificio. Infatti per la classe di progettazione di tipo gravitazionale, il periodo effettivo in direzione longitudinale è più piccolo di circa il 16%, ma per progettazioni di tipo sismico la tendenza si inverte risultando la direzione longitudinale più deformabile di quella trasversale. Il motivo di tale comportamento è ancora una volta da ricercarsi nei differenti sistemi strutturali (gravitazionale vs sismico) e come già sottolineato dal differente meccanismo di collasso che si viene a instaurare.

Da queste osservazioni, quindi, si conclude che a parità di dimensioni globali, se un edificio è stato progettato sismicamente, ha senza dubbio una riserva di sicurezza aggiuntiva rispetto ad un altro progettato per soli carichi gravitazionali. Il comportamento tra le due direzioni principali dell'edificio è notevolmente differente dal punto di vista delle prestazioni. Infatti pur riscontrando valori di periodi effettivo non molto dissimili (solo per gli edifici progettati sismicamente), i rapporti in termini di capacità di spostamento sono di uno a due. Inoltre le differenze riscontrate in termini di parametri di capacità porta sicuramente a utilizzare la classe di progettazione come parametro di identificazione di classe.

3.4 INFLUENZA DEL MODELLO GEOMETRICO

Facendo, ora riferimento al singolo edificio, si vuole studiare l'influenza che il modello geometrico può avere sui parametri di risposta. Come si osserva dalla tabella (7), alle dimensioni globali in pianta pari a 30.0m e 10.0m in direzione longitudinale e trasversale, corrispondono 2 modelli geometrici rispettivamente con $a_x=4.50m$ e $a_x=3.38m$ ed $a_y=5.0m$.

Tipologia 4	
Classe	4 Piani, Progettazione sismica $c=0.05g$
Geometria	$L_x = 30.0m$, $L_y = 10.0 m$; a_x, a_y variabili
Materiali	$F_c = 25.0 MPa$, $F_y = 360.0 MPa$

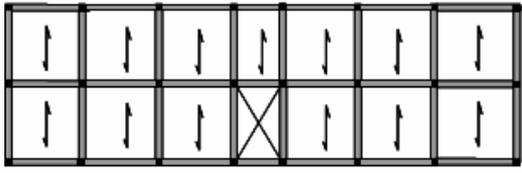
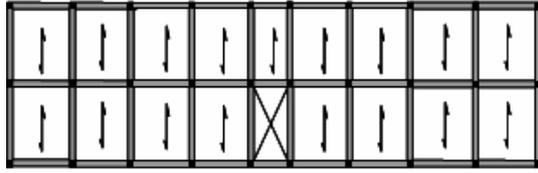



Tabella 7 - Dati di input edifici

Le curve forza spostamento delle due direzioni longitudinale e trasversale sono rispettivamente rappresentate nella figura 5.

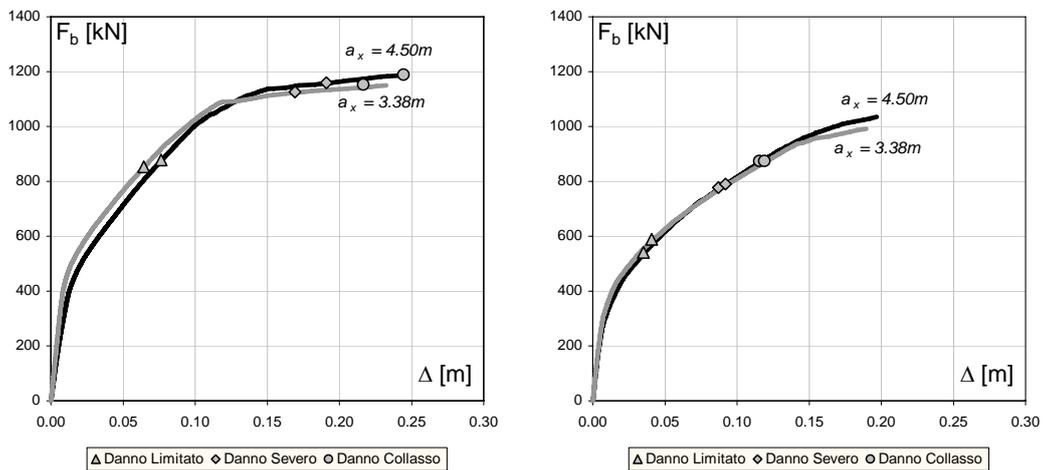


figura 5- Curve di Pushover direzione Longitudinale (a) – Trasversale (b)

Nelle tabelle 8 e 9 sono riportati i parametri sintetici di capacità per entrambe le direzioni longitudinale e trasversale.

		Teff [sec]	Vb [kN]	Δ [m]	Cs [g]	Cd [m]	Modello Geometrico
Tel [sec]	<i>Danno Limitato</i>	1.23	878.00	0.076	0.103	0.060	ax = 4.50 m ay = 5.00 m
	<i>Danno Severo</i>	1.45	1160.12	0.191	0.136	0.150	
	<i>Danno Collasso</i>	1.49	1188.64	0.244	0.139	0.192	
Tel [sec]	<i>Danno Limitato</i>	1.10	853.62	0.064	0.098	0.051	ax = 3.38 m ay = 5.00 m
	<i>Danno Severo</i>	1.35	1125.47	0.169	0.129	0.135	
	<i>Danno Collasso</i>	1.39	1153.14	0.217	0.132	0.173	

Tabella 8 – Parametri di capacità Direzione Longitudinale

		Teff [sec]	Vb [kN]	Δ [m]	Cs [g]	Cd [m]	Modello Geometrico
Tel [sec] 0.746	<i>Danno Limitato</i>	1.03	541.47	0.035	0.063	0.028	ax = 4.50 m ay = 5.00 m
	<i>Danno Severo</i>	1.33	777.36	0.087	0.091	0.070	
	<i>Danno Collasso</i>	1.45	873.86	0.116	0.102	0.092	
Tel [sec] 0.734	<i>Danno Limitato</i>	1.05	588.50	0.041	0.066	0.033	ax = 3.38 m ay = 5.00 m
	<i>Danno Severo</i>	1.35	790.28	0.092	0.089	0.074	
	<i>Danno Collasso</i>	1.46	874.35	0.119	0.099	0.096	

Tabella 9 – Parametri di capacità Direzione Trasversale

In questo caso la variazione del modello geometrico dipende solo dalla dissimile luce delle campate in direzione longitudinale. Per questo motivo la diversità di risposta in termini di curve forza-spostamento è più evidente nella direzione longitudinale che in quella trasversale. In pratica, la diminuzione della luce delle campate in direzione longitudinale produce, a parità di dimensione globale, l’inserimento di altre due campate nella medesima direzione. Questa modifica, nella direzione longitudinale, porta allo studio di un differente sistema strutturale che per la luce minore delle campate e il numero maggiore delle stesse risulta certamente più rigido. Anche nella direzione trasversale, seppur in maniera meno evidente, avviene una variazione. Infatti, l’aggiunta di due campate coincide con l’aggiunta di altri due telai sismoreistenti. Queste considerazioni hanno una loro conferma se si osservano i valori di periodi elastici ed effettivi nelle due direzioni. In particolare, nella direzione longitudinale per effetto della diminuzione della luce e quindi aumento del numero di campate, si passa da un periodo elastico di 0.714 sec a 0.652 sec con una variazione di periodo di circa il 9.5% che conferma l’aumento di rigidezza elastica in direzione longitudinale. Stessa cosa può dirsi per i periodi effettivi. Nella direzione trasversale si passa da un periodo pari a 0.746 sec a 0.734 sec con una variazione del 1% che conferma un aumento di rigidezza, ma non così marcato come nella direzione longitudinale. Per quanto riguarda la resistenza in entrambe le direzioni, non si ha una variazione sostanziale, mentre per lo spostamento e solo per la direzione longitudinale si passa da 24.4 cm a 21.7 cm rispettivamente per $a_x=4.50m$ ed $a_x=3.38m$ con una variazione di circa il 12%. Concludendo, la variazione di geometria è importante perché si riscontrano sia variazioni di capacità di

spostamento che di richiama. Seppur non siano in controtendenza, il rapporto domanda capacità risulta ad ogni modo differente per un dato input sismico.

3.5 INFLUENZA DEL MODELLO NON LINEARE

L'influenza del modello non lineare, ha una notevole rilevanza perché incorpora le variabilità legate tanto ai materiali, che alle incertezze sui valori delle rotazioni di snervamento e ultima [31].

Per evidenziare al meglio l'incidenza dei materiali da un lato (incertezza dei materiali) e la variazione associata alle rotazioni limite dall'altro (incertezza del modello non lineare legato alle rotazioni) si procederà di seguito secondo tre distinti modelli:

MOD 1 → Modello non lineare legato all'incertezza dei materiali

MOD 2 → Modello non lineare legato all'incertezza delle rotazioni

MOD 3 → Modello non lineare completo

3.5.1 Influenza delle proprietà dei materiali

Considerando l'edificio 3, le cui proprietà sono riportate in tabella 10, si fanno variare le proprietà dei materiali ottenendo in questo caso 9 modelli di capacità.

<i>Tipologia 3</i>	
Classe	3 Piani, Progettazione gravitazionale, direzione longitudinale
Geometria	$L_x = 20.0\text{m}$, $L_y = 10.0\text{ m}$; $a_x = 4.25\text{m}$, $a_y = 5.00\text{m}$
Materiali	<i>Variabili, $F_c = 15,25,35\text{ MPa}$; $F_y = 280,360,420\text{ MPa}$</i>
Rotazioni	Medie

Tabella 10 - Dati di input edifici

Per facilità di lettura vengono presentate le curve di pushover a resistenze di calcestruzzo prefissate e tensioni di snervamento degli acciai variabili per la sola direzione longitudinale (figure 6 e 7).

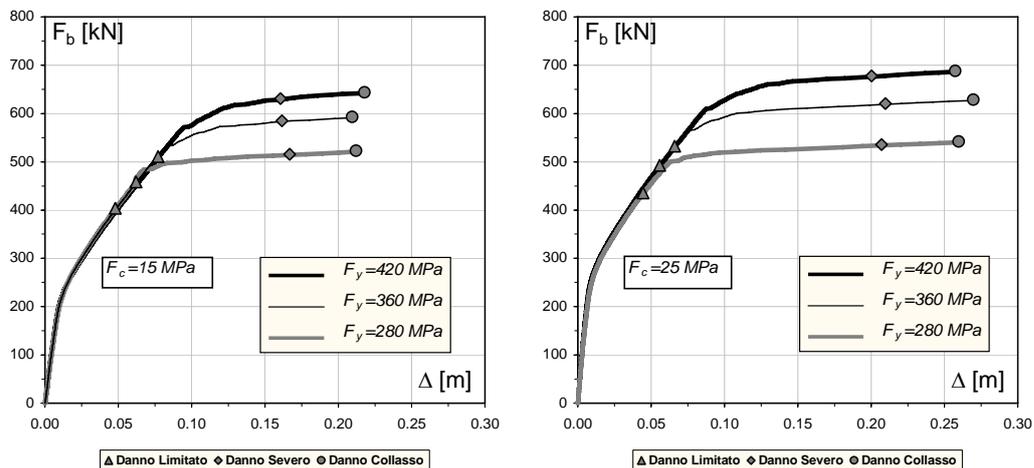


figura 6- Curve di Pushover $F_c = 15.0$ MPa (a) – 25.0 MPa (b)

I risultati sintetici sono riportati nelle tabelle 11,12 e 13.

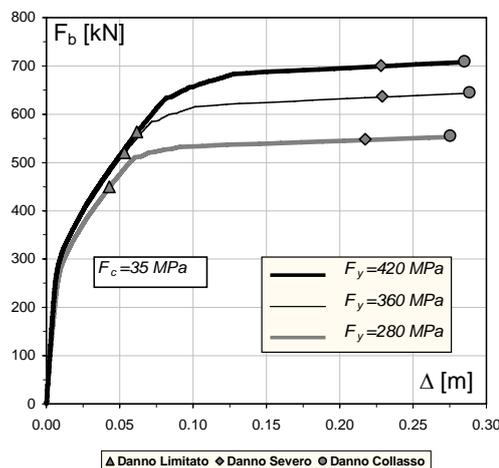


figura 7- Curve di Pushover $F_c = 35.0$ MPa

Si osserva come i materiali provochino una variazione considerevole sia di resistenza che di spostamento a parità di sistema strutturale (si ricorda che il modello geometrico/strutturale è il medesimo e variano solo i modelli di capacità non lineare).

Resistenza CLS Fc = 15.0 MPa		Teff [sec]	Vb [kN]	Δ [m]	Cs [g]	Cd [m]	Snervamento Acciaio
Tel [sec] 0.65	<i>Danno Limitato</i>	1.07	403.86	0.048	0.088	0.039	Fy = 280 MPa
	<i>Danno Severo</i>	1.25	515.76	0.167	0.110	0.136	
	<i>Danno Collasso</i>	1.29	522.46	0.212	0.112	0.172	
	<i>Danno Limitato</i>	1.15	458.04	0.062	0.100	0.050	Fy = 360 MPa
	<i>Danno Severo</i>	1.33	584.45	0.162	0.128	0.131	
	<i>Danno Collasso</i>	1.36	592.66	0.209	0.129	0.170	
	<i>Danno Limitato</i>	1.22	510.57	0.077	0.112	0.063	Fy = 420 MPa
	<i>Danno Severo</i>	1.38	630.42	0.161	0.138	0.131	
	<i>Danno Collasso</i>	1.41	643.55	0.218	0.141	0.177	

Tabella 11 – Parametri di capacità Fc = 15.0 Mpa

Resistenza CLS Fc = 25.0 MPa		Teff [sec]	Vb [kN]	Δ [m]	Cs [g]	Cd [m]	Snervamento Acciaio
Tel [sec] 0.58	<i>Danno Limitato</i>	0.93	435.06	0.044	0.095	0.036	Fy = 280 MPa
	<i>Danno Severo</i>	1.15	535.21	0.207	0.117	0.168	
	<i>Danno Collasso</i>	1.21	541.78	0.260	0.118	0.211	
	<i>Danno Limitato</i>	0.99	492.52	0.056	0.108	0.045	Fy = 360 MPa
	<i>Danno Severo</i>	1.21	620.58	0.210	0.136	0.171	
	<i>Danno Collasso</i>	1.26	628.79	0.270	0.137	0.219	
	<i>Danno Limitato</i>	1.05	531.92	0.066	0.116	0.054	Fy = 420 MPa
	<i>Danno Severo</i>	1.26	678.04	0.200	0.148	0.163	
	<i>Danno Collasso</i>	1.30	687.89	0.257	0.150	0.209	

Tabella 12 – Parametri di capacità Fc = 25.0 Mpa

Resistenza CLS Fc = 35.0 MPa		Teff [sec]	Vb [kN]	Δ [m]	Cs [g]	Cd [m]	Snervamento Acciaio
Tel [sec] 0.52	<i>Danno Limitato</i>	0.88	449.87	0.043	0.098	0.035	Fy = 280 MPa
	<i>Danno Severo</i>	1.10	548.39	0.217	0.120	0.177	
	<i>Danno Collasso</i>	1.16	554.95	0.275	0.121	0.224	
	<i>Danno Limitato</i>	0.91	520.48	0.053	0.114	0.043	Fy = 360 MPa
	<i>Danno Severo</i>	1.13	637.05	0.229	0.139	0.186	
	<i>Danno Collasso</i>	1.19	645.26	0.289	0.141	0.235	
	<i>Danno Limitato</i>	0.95	563.16	0.062	0.123	0.050	Fy = 420 MPa
	<i>Danno Severo</i>	1.18	701.08	0.228	0.153	0.185	
	<i>Danno Collasso</i>	1.21	709.29	0.285	0.155	0.232	

Tabella 13 – Parametri di capacità Fc = 35.0 Mpa

In particolare si focalizzi l'attenzione sul periodo del sistema. Con riferimento al periodo elastico, si noti come indipendentemente dalla tensione di snervamento dell'acciaio, questo diminuisca all'aumentare della resistenza del calcestruzzo. Questo comportamento è dettato dalla circostanza di avere stessi sistemi geometrico/strutturali ma differenti valori di resistenza del calcestruzzo e quindi di modulo elastico, che risulta direttamente proporzionale alla resistenza stessa. Quindi ad un aumento della resistenza del calcestruzzo, corrisponde un aumento di modulo elastico e quindi ad un aumento di rigidezza elastica della struttura. Per quanto riguarda il periodo effettivo (figura 8a) si osserva, che all'aumento della resistenza del calcestruzzo corrisponde una diminuzione di periodo effettivo.

La variazione di periodo è influenzata anche dall'acciaio, ma in misura minore. Quindi più un calcestruzzo è scadente dal punto di vista delle qualità meccaniche, più la richiesta in termini di spostamento, a seguito di un evento sismico risulta maggiore. La dipendenza dalla tensione di snervamento dell'acciaio è dovuta all'evoluzione della rigidezza post elastica che dipende direttamente dalla gerarchia di plasticizzazione e quindi anche dalla rotazione di yielding.

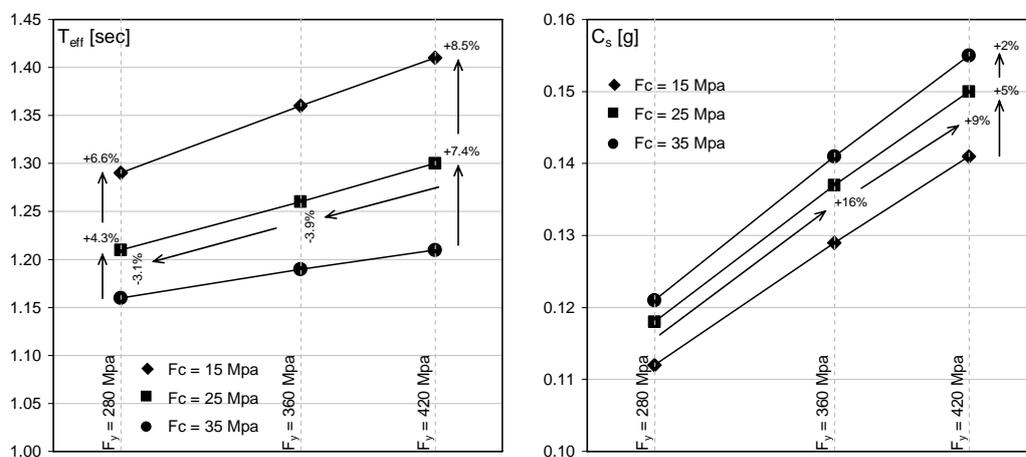


figura 8- Confronti periodo effettivo (a) – Accelerazione anelastica (b)

Per quanto riguarda il coefficiente di taglio alla base C_s (figura 8b), si può affermare che principalmente dipende dalla tensione di snervamento dell'acciaio. Infatti fissando un valore di snervamento, si noti come l'accelerazione anelastica subisca una piccola variazione al variare della resistenza del calcestruzzo. Questo risultato, è

del tutto compatibile con quello che si osserva anche nello studio di una sezione in c.a., in cui un aumento della resistenza del calcestruzzo porta ad un piccolo aumento della resistenza globale della sezione. La resistenza allo snervamento dell'acciaio incide anche sullo spostamento di yielding della struttura (figura 9a), ovvero sullo spostamento corrispondente al danno limitato. Infatti, osservando l'equazione che valuta la rotazione di snervamento (3.1) la resistenza allo yielding dell'acciaio è presente sia nell'ultimo termine di slip in maniera esplicita, che nel primo termine flessionale attraverso la curvatura di yielding.

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_v}{3} + 0.0013 \left(1 + 1,5 \frac{h}{L_v} \right) + 0.13 \phi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}} \quad (3.1)$$

Dalla (3.1) si capisce allora come un aumento della tensione di snervamento dell'acciaio porta ad un incremento della capacità di spostamento al danno limitato. Al contrario per quanto riguarda il calcestruzzo, un aumento di resistenza porta ad una diminuzione dello spostamento al danno limitato. Il motivo è da ritrovarsi nella variazione della rigidità elastica che dipende chiaramente dal modulo elastico direttamente proporzionale alla resistenza del calcestruzzo.

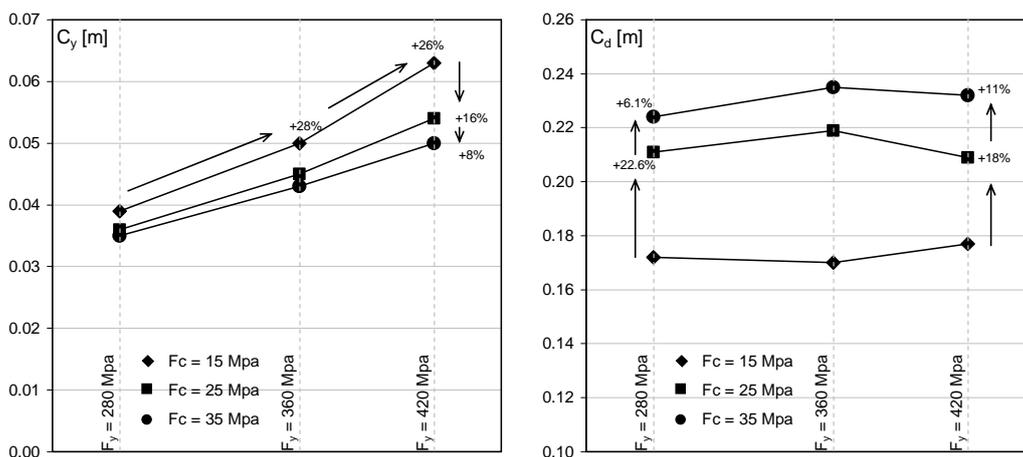


figura 9- Confronti spostamento danno limitato (a) – collasso (b)

Diversamente, la tensione di snervamento dell'acciaio non offre nessun tipo di contributo al valore di capacità di spostamento al danno severo ed al collasso (Figura

9b). Infatti, facendo riferimento alla formulazione di fitting sperimentale (3.2) di cui è riportato il valore medio ($\gamma_e I=1$) :

$$\theta_u = 0.85 \cdot 0.016 \cdot (0.3^v) \left[\frac{\max(0.01; \omega')}{\max(0.01; \omega)} f_c \right]^{0.225} \left(\frac{L_v}{h} \right)^{0.35} 25^{\left(\alpha \rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1.25^{100 \rho_d}) \quad (3.2)$$

la tensione di snervamento dell'acciaio entra in minima parte, nel esponente di 25 che è posto pari a zero per le scarse prestazioni meccaniche delle barre di armatura negli edifici esistenti. Analizzando la formulazione (3.2), ci si rende conto che è invece la resistenza del calcestruzzo a far variare i valori di spostamento delle curve. In particolare, ad un aumento del calcestruzzo, corrisponde una capacità di spostamento maggiore.

Concludendo si può affermare che la tensione di snervamento dell'acciaio incide sulla resistenza globale della struttura, sul valore di spostamento del danno limitato ed in minima parte sul periodo effettivo. Più è elevata e maggiore risulterà la resistenza e lo spostamento al danno limitato. Di contro, la resistenza del calcestruzzo, incide molto sul periodo della struttura, sia esso elastico o effettivo, e sullo spostamento al danno severo ed al collasso. In particolare ad un aumento della resistenza del calcestruzzo corrisponde una diminuzione di periodo (che significa diminuzione di richiesta sismica) ed un aumento della capacità di spostamento. Allora, si può asserire che migliori sono le qualità dei materiali, migliore è la risposta del sistema strutturale. Con riferimento ai valori di periodo effettivo e spostamento capace del sistema SDOF sono riportati nelle tabella 14 i valori medi con i relativi coefficienti di variazione di periodo effettivo e spostamento capace.

	Media	COV
Periodo T_{eff} [sec]	1.26	6.6%
Spostamento C_d [cm]	20.55	12.5%

Tabella 14 – Parametri di capacità medi e COV del DoE

E' da osservare che questi valori molto variabili sono direttamente dipendenti dalle proprietà dei materiali scelti, che fino a questo momento hanno tutte la stessa probabilità di sussistere all'interno dell'edificio di studio.

In realtà per riferirsi all'incertezza legata alle proprietà dei materiali è necessario definire delle distribuzioni PDF di probabilità, in quanto le proprietà meccaniche considerate nelle analisi (DOE) non sono equiprobabili. In altri termini, in relazione al CAP 1, per quanto detto sui materiali, si fa riferimento alle funzioni di probabilità delle proprietà meccaniche dei materiali presenti negli edifici esistenti sul territorio. In particolare le due distribuzioni di probabilità normali sul calcestruzzo e sull'acciaio sono riportate in figura 10.

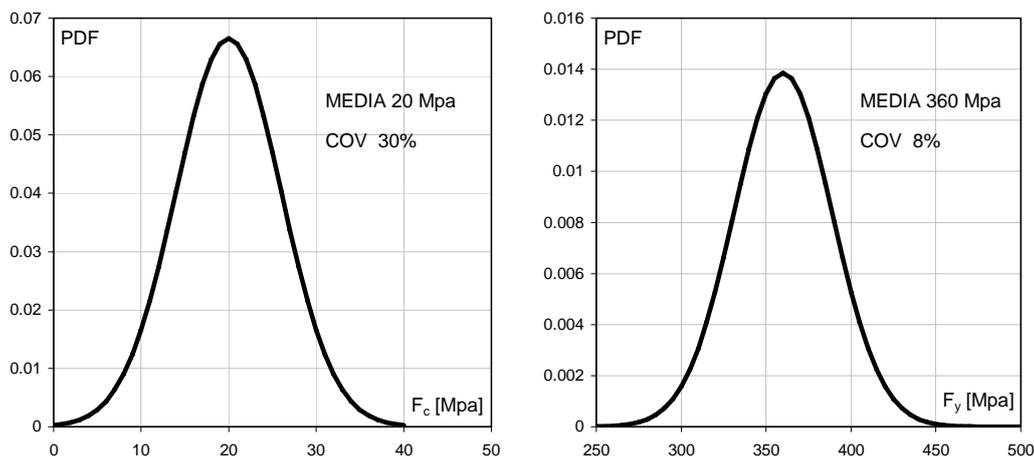


figura 10- Distribuzioni di probabilità di calcestruzzo (a) e acciaio (b)

Con riferimento alle figure 10 e compatibilmente da quanto osservato da [8], [9], per il calcestruzzo si è considerata una resistenza cilindrica media pari a 20 MPa con un indice di variazione del 30%, mentre per l'acciaio si ha una tensione di snervamento media pari a 360MPa con un COV del 8%.

Attraverso una simulazione numerica tipo Monte Carlo, si sono effettuati 50000 lanci pseudo casuali sulle due distribuzioni dei materiali appena considerate. Dall'analisi di regressione, effettuata sui valori del DoE, per ogni lancio pseudo casuale si sono valutati i valori di capacità (periodo, spostamento, accelerazione anelastica). I risultati (MOD 1) vengono presentati in termini di funzioni cumulate la cui lettura

esprime allo stesso tempo il valor mediano e la variazione del parametro in funzione delle distribuzioni di probabilità considerate. In particolare, per semplicità ci si riferisce allo stato limite di collasso. Le cumulate di periodo effettivo e di spostamento capace del sistema SDOF al variare dei materiali secondo le distribuzioni di probabilità sono mostrate in figura 11, mentre i valori mediani con i relativi indici di variazione sono presentati in tabella 15. Confrontando la tabella 14 e la 15, si nota come i valori mediani siano rimasti inalterati rispetto al DoE. Al contrario, gli indici di variazione si sono notevolmente abbassati proprio perchè in questo caso si sta considerando una distribuzione statistica delle proprietà dei materiali.

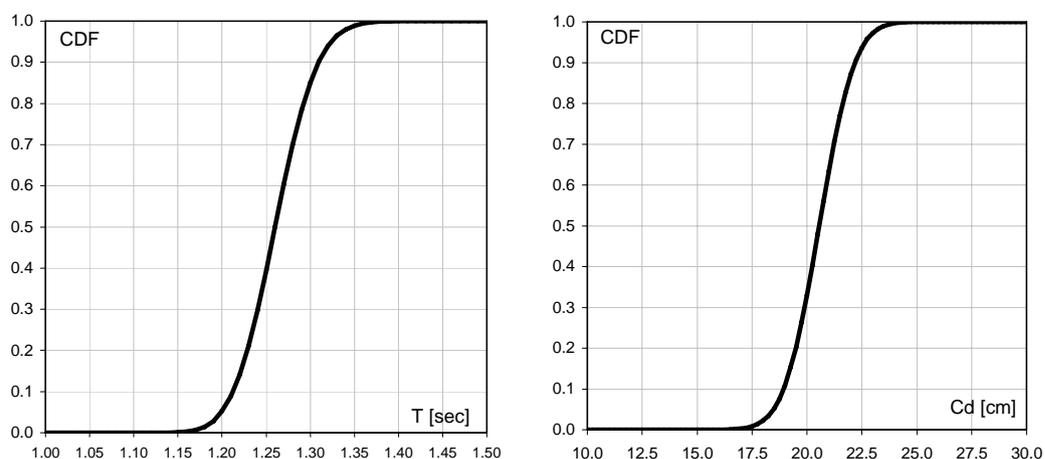


figura 11- Distribuzioni cumulate di periodo effettivo (a) e spostamento (b)

	Mediana	COV
Periodo T_{eff} [sec]	1.26	3.0%
Spostamento C_d [cm]	20.55	6.0%

Tabella 15 – Parametri di capacità mediani e COV MOD 1

Da quanto fin ora visto, è importante considerare la variabilità dei materiali ma allo stesso tempo risulta fondamentale distribuirli lungo una PDF di probabilità. A questo punto è possibile valutare anche la curva di fragilità della struttura. Per il calcolo si considera uno spettro compatibile con quello normativo [6],[7] per un suolo di tipo B. La curva di fragilità è presentata in figura 12. Si noti come la variabilità della curva di fragilità sia molto bassa. Il motivo, come si vedrà in seguito, è riconducibile

a due aspetti che sono legati da un lato alla incertezza del modello non lineare anche in termini di rotazioni limite (CAP II), e dall'altro alla variabilità connessa all'input sismico.

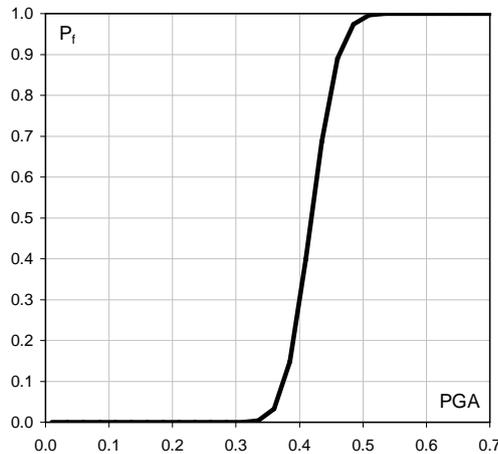


figura 12- Curva di fragilità MOD 1

	PGA_m	β
PGA [g]	0.424	0.081

Tabella 16 – Parametri curva di fragilità MOD 1

3.5.2 Influenza delle proprietà dei materiali e delle rotazioni limite

Per tenere in conto anche delle incertezze legate al modello non lineare in termini di rotazioni, si considera lo stesso edificio del caso precedente, ma si fanno variare le rotazioni limite allo snervamento e al collasso (incertezza di modello non lineare):

<i>Tipologia 4</i>	
Classe	3 Piani, Progettazione gravitazionale, direzione longitudinale
Geometria	L _x = 20.0m , L _y = 10.0 m ; a _x =4.25m , a _y =5.00m
Materiali	<i>Variabili, F_c = 15,25,35 MPa ; F_y = 280,360,420 MPa</i>
Rotazioni	<i>Variabili</i>

Considerando direttamente i risultati della simulazione, i materiali sono definiti secondo le distribuzioni di figura 10 e le rotazioni limite sono definite come la

rotazione media (3.1) e (3.2) per le distribuzioni Log Normali di indice di variazione pari al 15% per la rotazione allo snervamento e pari al 30% per la rotazione ultima.

MOD 1 vs MOD 2

Variando solo le rotazioni limite, le cumulate di periodo effettivo e di spostamento capace del sistema SDOF (MOD 2) confrontate con le variazioni connesse ai soli materiali (MOD 1) sono rappresentate in figura 13:

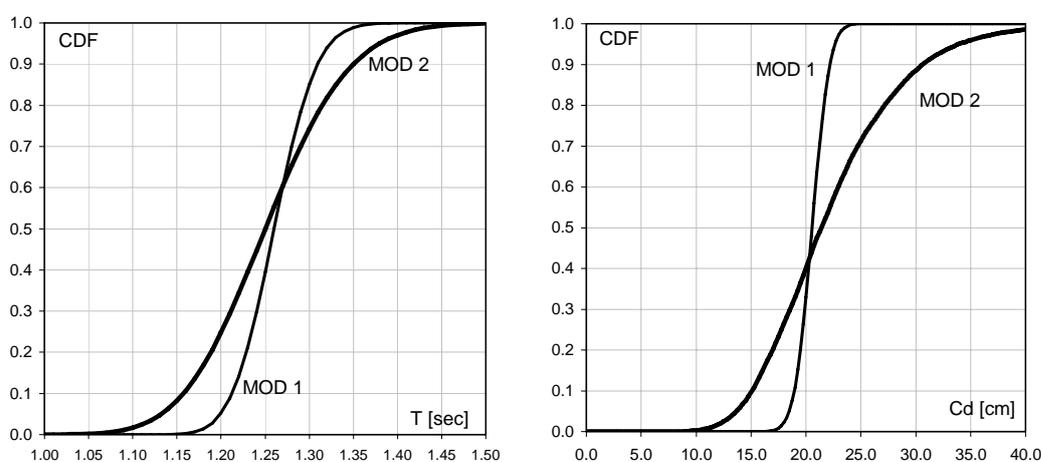


figura 13- Cumulate Periodo effettivo (a) – spostamento capace (b) MOD 1 vs MOD2

	MOD 1		MOD 2	
	Mediana	COV	Mediana	COV
Periodo T_{eff} [sec]	1.26	3.0%	1.25	6.0%
Spostamento C_d [cm]	20.55	6.0%	21.5	30.0%

Tabella 17 – Parametri di capacità mediani e COV MOD 1 vs MOD 2

Rispetto alla sola variabilità dei materiali i valori medi restano quasi invariati, mentre aumenta notevolmente l'indice di variazione dello spostamento. E' importante notare che la variabilità dello spostamento è pari alla variabilità data alla rotazione ultima. Questa eventualità nasce dal meccanismo di collasso che si viene a creare che in questo caso è di tipo locale. Lo spostamento capace essendo direttamente legato alla rotazione di una colonna, propone la stessa variabilità della rotazione ultima che si trasferisce integralmente in quella di spostamento.

La curva di fragilità associata a questa variabilità ricavata nelle stesse ipotesi sull'input sismico del MOD 1 è riportata in figura 14:

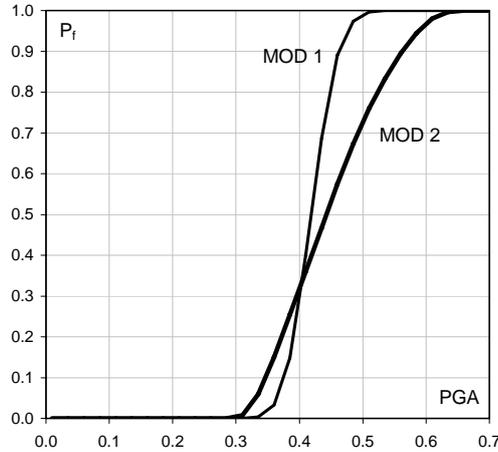


figura 14- Curva di fragilità MOD 1 vs MOD 2

	MOD 1		MOD 2	
	PGA _m	β	PGA _m	β
PGA [g]	0.424	0.081	0.445	0.270

Tabella 18 – Parametri curva di fragilità MOD 1 vs MOD 2

Senza dubbio la curva di fragilità ricavata con il MOD 2 è più fragile di quella ricavata con il MOD 1, considerando le accelerazioni di picco al suolo da 0.3g a 0.4g. Il differente valore di PGA mediano, è dato dalla differente capacità di spostamento che hanno i due modelli (Figura 13b). In particolare si noti come il rapporto tra le PGA mediane sia praticamente uguale al rapporto tra i due spostamenti del MOD 1 e del MOD 2. Anche in questo caso la variazione della curva di fragilità è quasi pari alla variazione di spostamento capace della struttura.

MOD 1 vs MOD 2 vs MOD 3

Si consideri ora la variabilità sia dei materiali che delle rotazioni limite allo snervamento e al collasso (MOD 3). In questo caso le cumulate di spostamento e periodo effettivo sono:

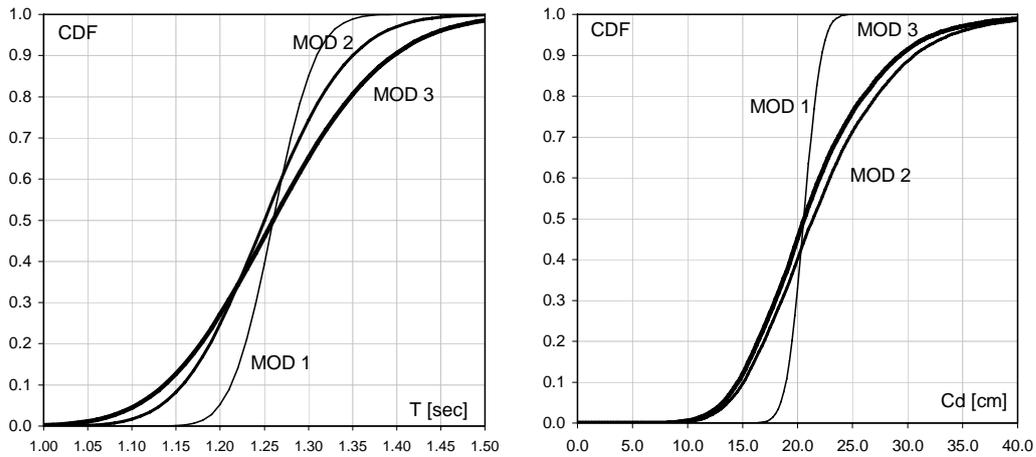


figura 15- Cumulate Periodo effettivo (a) – spost capace (b) MOD 1 vs MOD 2 vs MOD 3

	MOD 1		MOD 2		MOD 3	
	Mediana	COV	Mediana	COV	Mediana	COV
Periodo T_{eff} [sec]	1.26	3.0%	1.25	6.0%	1.26	8.0%
Spostamento C_d [cm]	20.55	6.0%	21.5	30.0%	20.55	28.0%

Tabella 19 – Parametri di capacità mediani e COV MOD 1 vs MOD 2 vs MOD 3

La curva di fragilità considerando tutte le variazioni è la seguente:

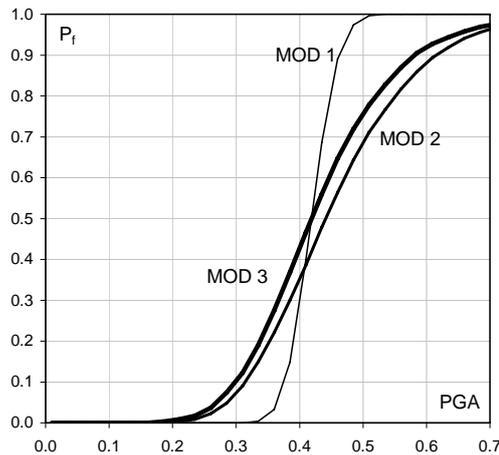


figura 16- Curva di fragilità MOD 1 vs MOD 2 vs MOD 3

	MOD 1		MOD 2		MOD 3	
	PGA_m	β	PGA_m	β	PGA_m	β
PGA [g]	0.424	0.081	0.445	0.270	0.424	0.265

Tabella 20 – Parametri curva di fragilità MOD 1 vs MOD 2 vs MOD 3

La differenza di MOD 3 rispetto la curva di fragilità con le sole rotazioni variabili MOD 2 è molto piccola a testimoniare che l'incertezza legata ai materiali (MOD 1) è di gran lunga inferiore rispetto a quella legata al modello non lineare quando si valuta la curva di fragilità. Inoltre, se pur di poco, il modello 3 per PGA da 0.2g a 0.4g è senza dubbio il più vulnerabile.

3.6 INFLUENZA DELLA VARIAZIONE DI DOMANDA

Fin ora si sono calcolate le curve di fragilità considerando l'incertezza del modello non lineare. In realtà si è detto (CAP II) che nella valutazione della richiesta di spostamento anelastico si deve prendere in considerazione la variabilità associata al fattore C_r (fattore di passaggio tra lo spostamento elastico richiesto e quello anelastico) che risulta essere funzione del fattore di riduzione R e del periodo effettivo T valutati attraverso l'analisi di regressione. Volendo allora considerare questa ulteriore variabile, che sarà data dalle relazioni fornite da [33],[34], si ricavano le curve di fragilità (MOD 4) per lo stesso edificio descritto nel paragrafo precedente. Chiaramente, rispetto il caso precedente, le distribuzioni di periodo e di spostamento saranno esattamente le stesse. Le curve di fragilità calcolate sono presentate in figura 17. La curva di fragilità relativa all'incertezza del modello non lineare e alla domanda sismica di spostamento è certamente la più vulnerabile per PGA comprese tra 0.2g a 0.4g.

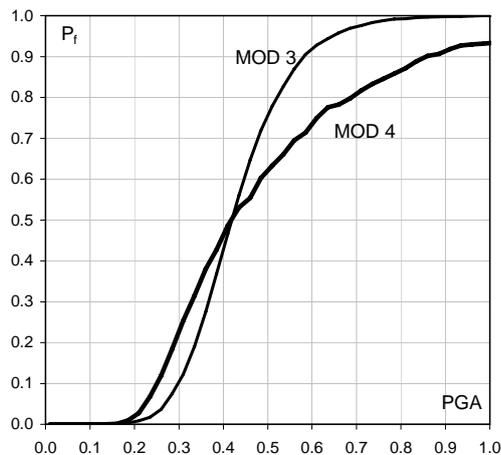


figura 17- Curva di fragilità MOD 4

	MOD 3		MOD 4	
	PGA _m	β	PGA _m	β
PGA [g]	0.424	0.265	0.424	0.50

Tabella 21 – Parametri curva di fragilità MOD 4

Dati i valori di PGA_m (mediana) e coefficiente di variazione (β), è possibile esprimere la curva di fragilità in maniera semplificata ipotizzando una funzione cumulata Log Normale Φ (3.3):

$$P_f = \sum_a P[C \leq D | PGA = a] = \Phi \left[\frac{1}{\beta} \ln \left(\frac{PGA}{PGA_m} \right) \right] \quad (3.3)$$

espressa nel grafico di figura 18, differisce solo nella coda iniziale.

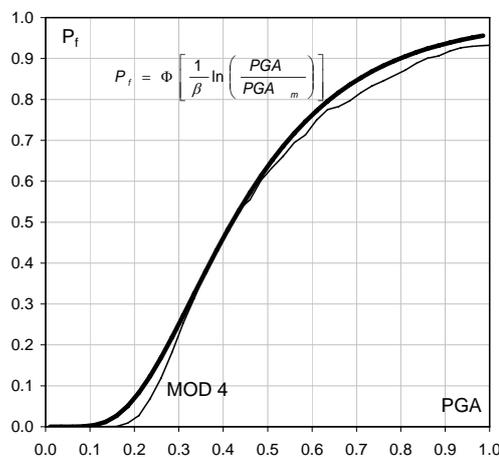


figura 18- Curva di fragilità MOD 4 vs LogNormale

Il coefficiente di variazione β della curva di fragilità si può esprimere secondo la (3.4) [20]:

$$\beta = \sqrt{(CONV[\beta_c, \beta_d])^2 + (\beta_{T,ds})^2} \quad (3.4)$$

Nella (3.4) il coefficiente di variazione β (deviazione standard della funzione Log Normale) dipende da:

β_c ,descrive la variabilità della curva di capacità nell'ambito della popolazione

β_d , descrive la variabilità della domanda sismica

$\beta_{T,ds}$, descrive la variabilità del modello non lineare

Nel caso in esame, poiché si sta analizzando una singola struttura, il β_c è nullo. Tutta la variabilità è quindi prodotta dal modello non lineare e dall'azione sismica. Il $\beta_{T,ds}$ ed il β sono noti rispettivamente dal MOD 3 e del MOD 4 e risultano essere pari rispettivamente a 0.265 e 0.50. E' allora possibile valutare il β_d , ovvero la variabilità connessa alla domanda sismica che in questo caso risulta essere pari a 0.424.

CAPITOLO IV

I PARAMETRI DI CAPACITÀ DI CLASSE

4.1 GLI EDIFICI DI STUDIO

Fin ora si sono presentati i risultati in termini di capacità per un singolo edificio al variare sia delle caratteristiche di definizione della classe (tipo di progettazione) che quelle relative alle proprietà dei materiali, alla configurazione geometrica e alle proprietà delle rotazioni limite. Di seguito si presentano i risultati in termini di parametri sintetici di rappresentazione della capacità e della domanda per differenti classi di edifici.

In particolare, la popolazione di edifici che si è analizzata è stata divisa in 28 classi che sono differenziate dalle differenti altezze e dalla zona e anno di costruzione. Quest'ultima ipotesi si riallaccia al tipo di progettazione che hanno subito i fabbricati che come si è detto può essere per carichi puramente gravitazionali ovvero di tipo sismico. In particolare la suddivisione in classi in termini di altezza, è stata effettuata considerando degli edifici da 2 a 8 piani. Facendo l'ipotesi di altezze di primo piano uguali a quelle di interpiano e pari a 3.00m si sono studiati edifici dai 6.00m ai 24.00m di altezza strutturale totale. Per quanto riguarda i tipi di progettazione, fissata l'altezza dell' edificio, se ne sono considerate 4 tipi che risultano essere:

- Solo per carichi gravitazionali
- Per carichi sismici con $c = 0.05g$
- Per carichi sismici con $c = 0.07g$
- Per carichi sismici con $c = 0.1g$

In questo modo si prendono in considerazione tutti i tipi di progettazione che possono aver subito gli edifici dai primi anni '50 agli inizi degli anni '70. Considerando tutte le combinazioni di altezze, si capisce come le classi siano pari a 28. L'arco temporale di riferimento appena mostrato, implica che la normativa di base per i calcoli statici sia il R.D.L. 2229 del 1939 [1]. Per i materiali, e sempre in

funzione del trentennio, si sono considerati dei valori di tensioni ammissibili pari a 7.5MPa per il calcestruzzo e 160MPa per l'acciaio, che risulta essere del tipo Aq50 con barre lisce. I solai sono orditi sempre nella direzione corta (direzione trasversale) degli edifici, il che implica la presenza costante di tutti i telai in direzione longitudinale. Per quanto riguarda la progettazione di tipo sismico, fedeli ai criteri progettuali analizzati nel CAP I, si è considerata sempre presente l'intera maglia strutturale e le forze sono state ripartite secondo il metodo delle fasce di influenza ed in maniera costante lungo l'altezza dell'edificio. L'orientamento delle colonne non è stato cambiato, e si è considerato l'asse forte sempre nella direzione longitudinale in modo da creare dei nodi trave longitudinale – colonna senza difformità negli edifici progettati per soli carichi gravitazionali. Per quanto riguarda gli intervalli di variazione scelti per le luci delle campate nelle due direzioni longitudinale e trasversale si sono considerati rispettivamente pari a $a_x=[3.0-5.0]$ m ed $a_y=[4.0-5.0]$ m. il valore minimo di quest'ultima dimensione, come già accennato nel capitolo precedente, è dovuto alla corretta funzionalità del rampante della scala che è del tipo a ginocchio. Fissata una classe, sono state assegnate le dimensioni globali L_x ed L_y in pianta. In particolare la direzione trasversale è stata fatta variare dagli 8.0m ai 12.0m con uno step di 2.0m, mentre per quella longitudinale si sono considerati valori compresi tra 15.0m e 30.0m con step di 5.0m . Tutte le dimensioni considerate nelle due direzioni sono state tra loro incrociate in modo da ottenere edifici che vanno da una superficie minima di 120mq ad una massima di 360mq. In funzione degli intervalli di variazione delle luce delle campate e risolvendo le equazioni di compatibilità geometrica (2.3,2.4,2.5) si sono ottenuti i seguenti 15 modelli geometrici (tabella 1). Questi 15 modelli geometrici corrispondono ad altrettanti modelli strutturali perché si sono fissate le orditure dei solai e l'orientamento delle colonne. Inoltre sono anche pari al numero dei modelli di progettazione in quanto sono fissate le tensioni ammissibili dei materiali.

Concludendo nell'ambito di una classe, senza considerare la variabilità dei materiali e delle rotazioni limite per la valutazione della capacità, si sono ottenuti 15 modelli di capacità.

L_x	L_y	a_x	a_y	n_x	n_y	MODELLI
15.00	8.00	3.00	4.00	4	2	1
15.00	10.00	3.00	5.00	4	2	1
15.00	12.00	3.00	4.00	4	3	1
20.00	8.00	4.25	4.00	4	2	1
20.00	10.00	4.25	5.00	4	2	1
20.00	12.00	4.25	4.00	4	3	1
25.00	8.00	3.67	4.00	6	2	1
25.00	10.00	3.67	5.00	6	2	1
25.00	12.00	3.67	4.00	6	3	1
30.00	8.00	4.50	4.00	6	2	2
		3.38	4.00	8	2	
30.00	10.00	4.50	5.00	6	2	2
		3.38	5.00	8	2	
30.00	12.00	4.50	4.00	6	3	2
		3.38	4.00	8	3	

Tabella 1 - Modelli geometrici

A parità di tipologia di progettazione e considerando quindi solo le variazioni dovute alla classe di altezze si ottengono in totale 105 modelli di capacità edificio. Se si considerano tutte le classi, mantenendo costanti le proprietà dei materiali per la capacità, si sono dunque studiati 420 differenti edifici.

4.2 I PARAMETRI DI CAPACITA'

L'analisi degli edifici del DoE, è effettuata sui modelli geometrico strutturali definiti in tabella 1, considerando le proprietà medie dei materiali e delle rotazioni. In particolare l'estensione della popolazione fa riferimento alle 420 tipologie di edifici considerati nel paragrafo 4.1 con calcestruzzo pari a 25 MPa a compressione cilindrica e acciaio pari a 360 MPa di tensione di snervamento. Inoltre, per quanto riguarda le proprietà delle rotazioni si sono considerate quelle proposte dalle formulazioni Normative [6],[7] senza i coefficienti di sicurezza proposti ($\gamma_{el}=1$). Lo scopo, come si vedrà in seguito, è quello di fornire delle formulazioni semplificate dei parametri di capacità e domanda in funzione di poche variabili facilmente desumibili dall'osservazione dell'edificio esistente.

Tutti i risultati seguenti per semplicità saranno trattati allo stato limite di collasso.

4.3 IL PERIODO

Il periodo, a seconda della sua definizione, gioca un ruolo primario sia nella progettazione sia nella valutazione della prestazione sismica di strutture nuove ed esistenti. Alcuni studi sperimentali degli anni passati, calibrati su dati provenienti da edifici monitorati sottoposti ad azione sismica, hanno fatto da riferimento per lo sviluppo di relazioni semplificate atte alla stima del periodo elastico e recepite dai codici internazionali per la valutazione delle forze sismiche di progetto. Relazioni simili sono state sviluppate, per via numerica, per il periodo effettivo, il quale essendo il periodo di un oscillatore elasto-plastico con comportamento non-lineare *equivalente* a quello della struttura in esame, contribuisce a determinare la domanda spettrale e quindi la prestazione nell'ambito di metodi statici non-lineari. Gli edifici in cemento armato di cui è costituito in larga parte il patrimonio edilizio italiano, in particolare quelli progettati per soli carichi gravitazionali, possono presentare una significativa variabilità di configurazione strutturale una volta fissate le dimensioni dell'edificio che, si intuisce, possa riflettersi sia sul periodo elastico. A ciò si aggiunge la considerazione o meno del contributo della scala alle proprietà vibrazionali della struttura e, per quanto riguarda il periodo effettivo, la scelta del criterio di equivalenza tra sistema ad molti gradi di libertà e quello a singolo grado di libertà.

Nell'ambito delle procedure statiche per la analisi delle strutture, il periodo fondamentale di vibrazione è una delle caratteristiche globali necessarie alla valutazione delle sollecitazioni derivanti dall'azione sismica. Nei metodi di analisi lineare la determinazione del *periodo elastico* guida la stima delle forze orizzontali di progetto.

Nei metodi di analisi statica non-lineare il *periodo effettivo*, insieme a resistenza e duttilità, è una delle grandezze fondamentali che serve a definire il comportamento strutturale globale, oltre che a determinarne la domanda in termini di spostamento.

In generale, il periodo gioca un ruolo primario nella valutazione di edifici nuovi o esistenti in quanto lega la capacità alla domanda sismica permettendo di determinare la prestazione attesa e quindi la sicurezza.

Il periodo è esprimibile secondo la seguente formulazione:

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{m}{K}} \quad (4.1)$$

In cui massa (m) e rigidezza (k) sono riferite al sistema elastico o anelastico SDOF a seconda se si stà valutando il periodo elastico ovvero quello effettivo.

La grande maggioranza dei codici normativi a livello internazionale propone relazioni semplificate atte a stimare il periodo elastico delle strutture come funzione dell'altezza o del numero di piani. Tali relazioni, in particolare quelle che si riferiscono agli edifici in cemento armato con sistema strutturale a telaio, sono state calibrate su alcuni studi di carattere sperimentale che sono stati presi a riferimento a livello mondiale. Tali analisi si basano su monitoraggio di edifici sottoposti ad azioni sismiche, anche ripetute, in zone ad alta pericolosità in cui la progettazione sismica è implementata da tempo.

Si è tentato recentemente, per via completamente meccanico-numerica, di proporre relazioni dello stesso tipo per il periodo effettivo, sebbene la valutazione di quest'ultimo sia dipendente non solo da fattori prettamente strutturali ma anche da alcune procedure convenzionali con cui si interpreta e manipola la curva di capacità della struttura. La determinazione del periodo è un punto prioritario nel processo di progettazione o valutazione in quanto la richiesta sismica del generico edificio dipende principalmente da tale caratteristica. In generale, il periodo elastico dipende da molteplici fattori che possono direttamente influenzare la massa e la rigidezza della struttura. Se la massa è strettamente dipendente dalle dimensioni in pianta e dal numero di piani, la rigidezza è fortemente influenzata dalle caratteristiche strutturali dell'edificio e dall'altezza. Inoltre, la valutazione del periodo effettivo, che per definizione sintetizza il comportamento post-elastico della struttura, non può prescindere dalle caratteristiche meccaniche degli elementi componenti la struttura quali la fase post-fessurativa o la resistenza flessionale.

Tuttavia la maggior parte delle relazioni presenti in letteratura e finalizzate alla determinazione del periodo sono funzione dell'altezza totale H in quanto, più di ogni altro parametro, riassume il rapporto tra la rigidezza e la massa dell'edificio. La calibrazione di tali relazioni è generalmente effettuata per via numerica o sulla base di dati sperimentali. Il tradizionale approccio numerico è basato sull'analisi (elastica

o non lineare) di un set di edifici accomunati dalla stessa tipologia strutturale e sulla conseguente derivazione di una curva interpolante. L'approccio sperimentale, in analogia al caso precedente, definisce tale relazione sulla base di periodi ricavati dall'analisi dei dati registrati dal monitoraggio di edifici sottoposti ad azioni sismiche, anche ripetute. La formulazione semplificata tradizionalmente adottata relaziona il periodo elastico all'altezza H dell'edificio nella seguente forma:

$$T = \alpha H^\beta \quad (4.2)$$

dove α è un coefficiente dipendente dalla tipologia strutturale.

Essa compare per la prima volta in ATC3-06 [35] assumendo $\beta=0.75$, mentre il coefficiente α , calibrato sulla base dei periodi misurati durante il sisma di San Fernando del 1971, è posto pari a 0.025 (se H è in piedi) o, in maniera equivalente, a 0.06 (se H è espressa metri). L'espressione (4.2) può ricavarsi per via numerica attraverso il metodo di Rayleigh, come riportato in Chopra, 1995 [36], con le seguenti assunzioni: (i) forze sismiche distribuite linearmente lungo l'altezza, (ii) distribuzione delle masse di piano costante lungo l'altezza, (iii) deformata lineare lungo l'altezza ed infine taglio alla base proporzionale a $1/T^\gamma$. In queste ipotesi il periodo può esprimersi come:

$$T = C_1 H^{1/(2-\gamma)} \quad (4.3)$$

Se il taglio alla base è proporzionale a $1/T^{2/3}$, ossia con $\gamma=2/3$ così come stabilito dalle indicazioni statunitensi [37] si ottiene:

$$T = C_1 H^{0.75} \quad (4.4)$$

Solo successivamente, su indicazione del commentario SEAOC-88 [38] il valore di α viene modificato a 0.030 (con H in piedi) ossia a 0.073 (con H in metri) e utilizzato dai principali codici normativi. L'espressione (4.4) è adotta anche dalla normativa

europea EC8 [29] con l'arrotondamento di α a 0.075. In alternativa, le indicazioni NEHRP-94 [39] utilizzano una relazione del periodo in funzione del numero dei piani N ($T = 0.1N$) limitata ad edifici con massimo 12 piani e altezze di interpiano non inferiori ai 3m. Nell'ultimo decennio, la calibrazione dei coefficienti α e β della relazione (4.2) viene effettuata direttamente su una base dati sperimentali. Tuttavia, risulta evidente come tale approccio renda la valutazione del periodo dipendente dalla entità dell'eccitazione sismica. In tal senso, Goel e Chopra 1997 [40], collezionano una base dati sperimentale di ben 37 edifici in c.a., progettati sismicamente e di altezza variabile tra i 10 e 100m. Per ciascun edificio sono misurati i periodi lungo le due direzioni planimetriche, trasversale e longitudinale. Gli edifici, sono soggetti a 8 terremoti californiani, da San Fernando del 1971 a quello di Northridge del 1994, di diversa entità. In particolare, 22 edifici sono soggetti ad una accelerazione base inferiore a 0.15g mentre i restanti ad una accelerazione superiore a 0.15g.

L'analisi del database consente di effettuare una serie di considerazioni. In primo luogo, gli edifici soggetti ad una accelerazione elevata sono caratterizzati, a parità di altezza, da un periodo maggiore. Tale circostanza è senza dubbio riconducibile alla minore rigidità che caratterizza gli elementi strutturali soggetti ad una maggiore richiesta sismica causata dalla fessurazione. Inoltre, dal confronto tra i risultati osservazionali e quelli derivanti dalla relazione (4.4) si evidenzia come, in generale, la formulazione normativa tenda a sottostimare il periodo dell'edificio ed in particolar modo per altezze superiori ai 50m. Tale aspetto è ulteriormente amplificato per gli edifici soggetti ad accelerazioni maggiori di 0.15g.

Alla luce di siffatte considerazioni, gli autori propongono quale alternativa alla (4.4) le seguenti relazioni:

$$T = 0.052H^{0.9} \quad (4.5)$$

$$T = 0.065H^{0.9} \quad (4.6)$$

$$T = 0.044H^{0.9} \quad (4.7)$$

in cui l'altezza è espressa in metri. Le tre formulazioni forniscono il periodo rispettivamente come migliore regressione (4.5), come migliore regressione più la deviazione standard (4.6) e come migliore regressione meno la deviazione standard (4.7). Quest'ultima viene raccomandata in sede di progettazione sismica.

Analogamente, Hong e Hwang 2000 [41] sulla base dei risultati registrati su 21 edifici in c.a., progettati sismicamente, presenti sul territorio di Taiwan e sottoposti a 4 eventi di moderata entità tale da non violare il comportamento elastico della struttura, propongono quale relazione periodo-altezza la seguente espressione:

$$T = 0.029H^{0.804} \quad (4.8)$$

Inoltre, gli autori evidenziano anche il ruolo non secondario delle dimensioni in pianta sulla valutazione del periodo. È interessante rilevare come le due formulazioni a base osservazionale forniscano periodi notevolmente diversi tra loro. In figura 1 risulta palese come la relazione (4.5) sovrastima, in media, nella misura del 130% i periodi valutati con la relazione (4.8). Tale aspetto è da ricondursi da un lato ai differenti criteri di progettazione sismica nonché alla diversa pratica costruttiva che caratterizza i due paesi. Viceversa, la formulazione normativa (4.4) e la relazione periodo-numero dei piani, specializzata per una altezza di interpiano di 3m, conducono a risultati non significativamente diversi tra loro nel range di altezze tipiche del costruito italiano. In generale, appare chiaro, come le relazioni derivate dal tradizionale approccio numerico, Eq. (4.2) e (4.4), risultino subordinate ad una serie di assunzioni riguardanti da un lato la risposta dinamica della struttura (i) e (iii) e dall'altro ad aspetti correlati alla progettazione sismica della stessa (iv).

Inoltre, come già evidenziato, anche l'approccio osservazionale conduce a risultati influenzati dalla pratica progettuale nonché costruttiva adottata. Tali considerazioni, in via teorica, possono condurre a formulazioni del periodo significativamente differenti da quelle analizzate soprattutto per edifici progettati con indicazioni sismiche obsolete o per soli carichi gravitazionali, condizioni generalmente presenti per gli edifici esistenti.

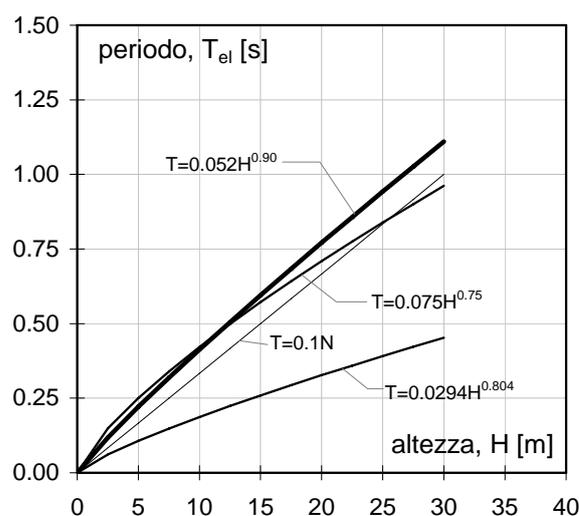


Figura 1 - Comparazione delle principali formulazione periodo-altezza di letteratura

Tuttavia, durante un generico evento sismico, la richiesta non può prescindere dal reale comportamento post-elastico della struttura. In tal senso risulta necessaria la valutazione di un periodo effettivo che tenga in conto del degrado di rigidezza strutturale causato dalla fase fessurativa e post-elastica. La determinazione del periodo effettivo è realizzata secondo due diverse metodologie. La prima si basa sulla definizione di una rigidezza secante di entità minore di quella meramente elastica; la seconda si basa sull'implementazione di analisi statiche o dinamiche non lineari.

Numerose risultano le proposte presenti in letteratura relative alla definizione della rigidezza secante di sezione o elemento. Paulay e Priestley 1992 [30] propongono l'utilizzo di una rigidezza fessurata quale aliquota della corrispondente inerzia non fessurata I_g . L'inerzia fessurata delle travi è subordinata alla morfologia della sezione mentre quella delle colonne è funzione dell'entità dello sforzo assiale adimensionalizzato. Tale approccio è stato recepito anche dalle FEMA 356 [42].

Tuttavia, Priestley 2003 [43] evidenzia come la rigidezza secante così valutata prescinde dalla dipendenza dalla resistenza flessionale allo snervamento M_y che a sua volta risulta indipendente dalla curvatura allo snervamento ϕ_y . L'autore propone una espressione semplificata della curvatura di snervamento ϕ_y da utilizzarsi nella determinazione della rigidezza fessurata. Tale formulazione ben si confronta con la rigidezza fessurata proposta da Sugano 1970 [44] da valutarsi quale aliquota della

rigidezza elastica mediante l'impiego di un fattore k ottenuto via empirico-sperimentale.

Un interessante comparazione dei risultati ottenuti con le precedenti formulazione della rigidezza fessurata è presentata in Crowley, 2003 [45]. Con riferimento ad un set di telai piani estratti da edifici europei, sono ricavate delle relazione semplificate periodo-altezza ottenute mediante analisi di maniche lineari eseguite con diverse formulazioni della rigidezza fessurata. Con riferimento alla stessa popolazione di edifici Crowley e Pinho 2004 [46] propongono una formulazione semplificata del periodo effettivo ottenuta sulla base dei risultati di analisi lineari con rigidezza fessurata e attraverso l'esecuzione di analisi non lineari, statiche adattive e dinamiche.

La formulazione relaziona il periodo effettivo all'altezza H come riportato in Eq. (4.9), che ulteriormente semplificata diviene la Eq (4.10).

$$T = 0.073H^{1.1} \quad (4.9)$$

$$T = 0.1H \quad (4.10)$$

La maggior parte delle formulazioni riviste nella sezione precedente sono state concepite per edifici oggetto di una moderna progettazione sismica. Ciò nonostante, si è evidenziato come la determinazione del periodo in funzione di pochi parametri dimensionali, quali l'altezza, possa risultare influenzata dalla risposta dinamica della struttura nonché dai criteri di progettazione e dalla pratica costruttiva dell'edificio.

Viceversa, gli edifici esistenti in c.a., sono in genere progettati con norme sismiche obsolete ovvero in zone che all'epoca di costruzione non risultavano classificate sismicamente. Pertanto, in generale, tali edifici non rispecchiano tutte quelle caratteristiche che un edificio di nuova progettazione certamente possiede. Essi sono generalmente caratterizzati da una maglia strutturale non regolare; la distribuzione dei sistemi resistenti risulta spesso non uniforme. La progettazione gravitazionale o secondo obsoleti criteri di progettazione sismica determina modeste dimensioni delle sezioni degli elementi e una distribuzione delle rigidezze irregolare in elevazione.

Tale considerazioni si traducono da un lato in una minore rigidezza laterale e in una consistente differenza di rigidezza lungo le due direzioni principali. Da ciò scaturisce che, a parità di massa, due edifici concepiti in epoche differenti sono caratterizzati da una forte differenza dei periodi propri di vibrazione. In via teorica tale tendenza risulta inalterata anche considerando il comportamento non lineare. Le modeste dimensioni delle sezioni, le basse percentuali di armatura, le diverse caratteristiche meccaniche dei materiali associate alla scarse prestazioni di aderenza determinano una minore resistenza e una maggiore deformabilità in fase post-elastica. Tali considerazioni, inducono a credere legittimamente che anche il periodo effettivo degli edifici esistenti risulta maggiore del corrispondente periodo di un edificio di nuova progettazione.

4.3.1 Il periodo elastico

I risultati sul periodo elastico vengono di seguito presentati in termini di grafici periodo altezza nelle due direzioni, longitudinale e trasversale, e in funzione della classe di progettazione (g/gravitazionale; 5/Sismica $c=0.05$; 7/Sismica $c=0.07$; 10/Sismica $c=0.1$):

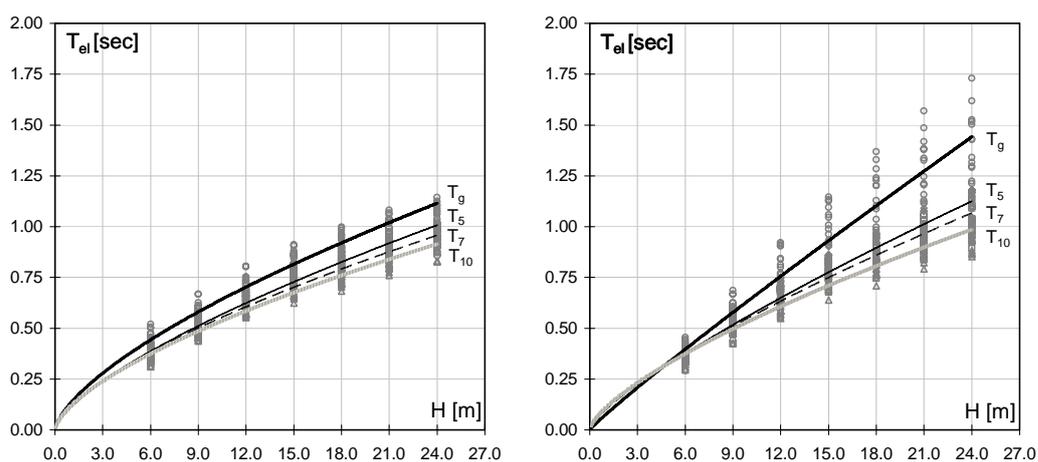


Figura 2 - Periodo Elastico Direzione Longitudinale (a) e Trasversale (b)

Vengono riportati inoltre gli andamenti della rigidezza elastica nelle due direzioni (figura 3):

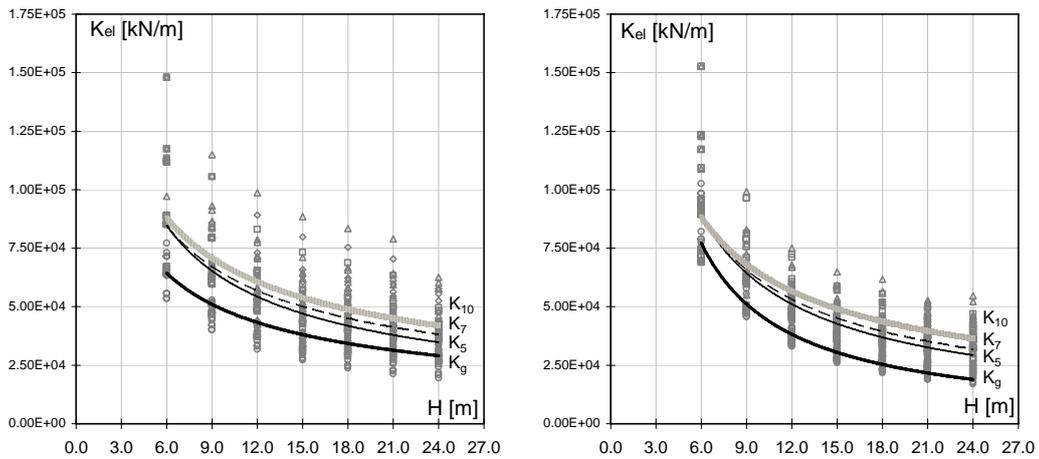


Figura 3 - Rigidezza Elastica Direzione Longitudinale (a) e Trasversale (b)

Dai grafici 2 e dalle tabelle 2 e 3 si nota come all'aumentare dell'altezza, e indipendentemente dalla classe di progettazione, il periodo aumenti con una legge di potenza. Questo comportamento è dato proprio dall'aumento dell'altezza totale che implicitamente amplifica la massa della struttura (aumentano gli impalcati) e, con riferimento ai grafici 3 degli andamenti delle rigidezze, porta a minori rigidezze.

Periodo Elastico – Direzione Longitudinale												
H[m]	Gravitazionale			Sismica c=0.05			Sismica c=0.07			Sismica c=0.10		
	μ	σ	cov									
6	0.44	0.051	11.6%	0.37	0.033	9.0%	0.37	0.033	9.0%	0.37	0.029	7.8%
9	0.58	0.059	10.2%	0.52	0.043	8.2%	0.51	0.035	6.9%	0.49	0.032	6.6%
12	0.72	0.062	8.6%	0.65	0.045	6.9%	0.62	0.036	5.8%	0.60	0.032	5.4%
15	0.83	0.056	6.7%	0.76	0.038	5.0%	0.72	0.038	5.2%	0.69	0.036	5.2%
18	0.93	0.047	5.1%	0.82	0.046	5.6%	0.79	0.048	6.0%	0.76	0.042	5.6%
21	1.02	0.040	4.0%	0.91	0.043	4.7%	0.87	0.046	5.3%	0.83	0.042	5.0%
24	1.09	0.035	3.2%	0.97	0.042	4.4%	0.93	0.047	5.0%	0.91	0.047	5.1%

Tabella 2 – Periodo Elastico – Direzione longitudinale – Medie, Deviazioni, COV

Riferendosi invece alla classe di progettazione si nota come passando dal gravitazionale al sismico, ed all'aumento della sollecitazione sismica di progetto, il periodo diminuisca. Questo comportamento è dovuto senz'altro all'aumento dell'inerzia degli elementi al crescere del tipo di progettazione.

In particolare per la direzione trasversale fissata un'altezza di 24m la differenza tra il periodo elastico "gravitazionale" e quello "sismico" con $c=0.1$ è pari a circa il 45% mentre se si considera l'equivalente direzione longitudinale è pari a circa il 20%.

Periodo Elastico – Direzione Trasversale												
H[m]	Gravitazionale			Sismica $c=0.05$			Sismica $c=0.07$			Sismica $c=0.10$		
	μ	σ	Cov	μ	σ	cov	μ	σ	cov	μ	σ	cov
6	0.39	0.048	12.5%	0.36	0.034	9.3%	0.36	0.033	9.2%	0.36	0.032	8.9%
9	0.59	0.072	12.4%	0.52	0.049	9.3%	0.52	0.047	9.0%	0.51	0.038	7.5%
12	0.79	0.104	13.2%	0.68	0.057	8.3%	0.66	0.050	7.5%	0.63	0.040	6.3%
15	0.98	0.127	13.0%	0.82	0.060	7.3%	0.78	0.049	6.3%	0.73	0.044	6.1%
18	1.14	0.145	12.8%	0.90	0.065	7.2%	0.87	0.055	6.4%	0.81	0.045	5.6%
21	1.27	0.162	12.8%	1.00	0.065	6.4%	0.95	0.067	7.0%	0.89	0.055	6.2%
24	1.38	0.176	12.8%	1.08	0.079	7.3%	1.03	0.072	7.1%	0.95	0.062	6.5%

Tabella 3 – Periodo Elastico – Direzione trasversale – Medie, Deviazioni, COV

Questa eventualità è dovuta alla differente distribuzione delle rigidità laterali (e quindi del numero di telai) nelle due direzioni per la progettazione di tipo gravitazionale. Infatti mentre per la direzione trasversale si riscontrano solo due telai sismoresistenti che sostanzialmente hanno il compito di portare le tamponature di chiusura, nella direzione longitudinale la rigidità laterale è data dalla presenza di tutti i telai in quanto portano il solaio (Fig. 3). Quindi per la direzione trasversale si passa da un sistema a due telai sismoresistenti per progettazione gravitazionale ad una maglia completa per la progettazione sismica. Nella direzione longitudinale invece, il sistema resistente è sempre lo stesso e cambiano solo le dimensioni degli elementi per l'aggravio di sollecitazione dato dalla progettazione di tipo sismico. Se si considera una differente classe di altezza si nota come questa differenza per la direzione trasversale diminuisca ottenendo in media per l'edificio più basso (2 piani – 6.0m) un rapporto unitario. In questo caso gli elementi strutturali devono avere comunque delle dimensioni minime da rispettare ed inoltre la presenza del vano scala fa in modo da riportare in media la stessa rigidità laterale per l'edificio progettato secondo classi di progettazione differenti. In ogni caso la direzione trasversale è sempre meno rigida di quella trasversale (ha un periodo maggiore), anche se questo comportamento va diminuendo al crescere del tipo di progettazione (figura 4).

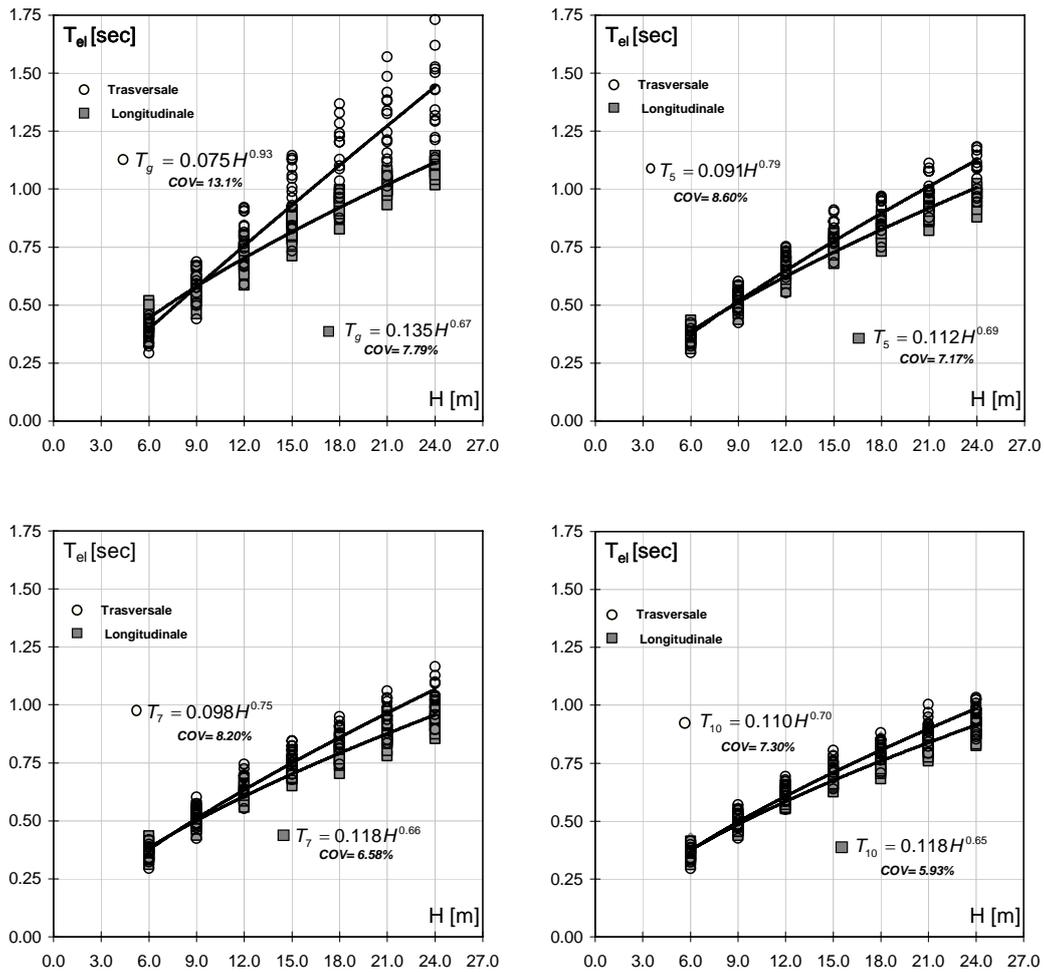


Figura 4 – Periodo elastico-altezza, grav(a), sismico $c=0.05$ (b), $c=0.07$ (c), $c=0.1$ (c)

In funzione degli andamenti periodo altezza è possibile ricavare delle formule semplificate di regressione del tipo $T = \alpha H^\beta$, valutando anche l'errore di regressione con la formula (4.11).

$$\sigma_T = \sqrt{\frac{\sum (\log T - \log T_i)^2}{n-1}} \quad (4.11)$$

In particolare nella (4.11), T rappresenta il periodo ricavato dalla formulazione approssimata, T_i il periodo valutato dall'analisi del singolo edificio mentre n è il numero totale di edifici su cui sono stati effettuati i calcoli del periodo. Le

espressioni del periodo in funzione dell'altezza totale dell'edificio nelle due direzioni e in funzione anche della classe di progettazione sono riportate in (4.12) e (4.13).

<i>Periodo Elastico - Direzione Longitudinale (4.12)</i>		
Classe di progettazione	Formulazione Semplificata	Errore di regressione
<i>Gravitazionale</i>	$T_g = 0.135H^{0.67}$	7.79%
<i>Sismica - c=0.05</i>	$T_5 = 0.112H^{0.69}$	7.17%
<i>Sismica - c=0.07</i>	$T_7 = 0.118H^{0.66}$	6.58%
<i>Sismica - c=0.10</i>	$T_{10} = 0.118H^{0.65}$	5.93%

Tabella 4 – Periodo Elastico – Direzione longitudinale – Formule di Regressione

<i>Periodo Elastico – Direzione Trasversale (4.13)</i>		
Classe di progettazione	Formulazione Semplificata	Errore di regressione
<i>Gravitazionale</i>	$T_g = 0.075H^{0.93}$	13.1%
<i>Sismica - c=0.05</i>	$T_5 = 0.091H^{0.79}$	8.6%
<i>Sismica - c=0.07</i>	$T_7 = 0.098H^{0.75}$	8.2%
<i>Sismica - c=0.10</i>	$T_{10} = 0.110H^{0.70}$	7.3%

Tabella 5 – Periodo Elastico – Direzione trasversale – Formule di Regressione

L'errore di regressione è maggiore nella direzione trasversale rispetto quella longitudinale ed in particolare per la classe di progettazione gravitazionale supera il 10%. Le formulazioni di periodi proposte, come si vede, portano a periodi elastici per gli edifici in c.a. esistenti superiori a quelli proposti in letteratura tecnica e presenti nelle attuali Norme di progettazione. Questo risultato evidenzia infatti due differenze fondamentali tra gli edifici esistenti e quelli attuali concepiti secondo il capacity design. Infatti si noti come a differenza di una struttura che deve rispettare gli obiettivi prestazionali e la gerarchia delle resistenze, l'edificio esistente presenti non solo un differente valore di periodo elastico nelle due direzioni, ma mostri anche dei valori di periodi più elevati. In particolare quest'ultima eventualità nasce dal fatto

che per un edificio esistente, progettato alle tensioni ammissibili, non era contemplata l'eventualità di verifica degli spostamenti laterali di interpiano al danno limitato.

L'errore di regressione sul periodo elastico soprattutto per la classe di progettazione di tipo gravitazionale è ad ogni modo maggiore del 10%. Il motivo di questa dispersione è soprattutto imputabile alla variazione di massa e rigidezza della struttura al variare della superficie. Ad esempio, considerando un edificio di 5 piani per classe di progettazione di tipo gravitazionale, ad un aumento della superficie di impalcato coincide un aumento di massa uguale nelle due direzioni, mentre l'aumento della rigidezza segue due percorsi decisamente differenti seppur ambedue crescenti (grafico 5).

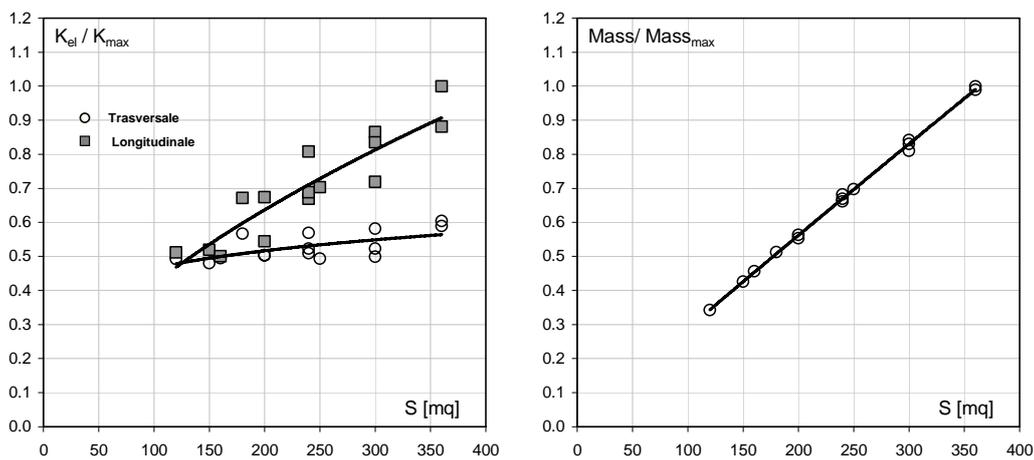


Figura 5 – Variazione di rigidezza (a) e massa (b) con la superficie

L'aumento della massa con quello della superficie risulta chiaro, quello della rigidezza può dipendere da diversi fattori. Osservando il grafico di figura 5a, si noti come per un prefissato valore di superficie si registrino (per entrambe le direzioni) differenti valori di rigidezza. Questo aspetto, è dovuto senz'altro alla variazione di modello geometrico a parità di dimensioni globali. In particolare per una qualsiasi direzione, una variazione di schema geometrico può produrre una variazione del numero delle campate e della relativa luce ottenendo dei telai nella medesima direzione a differenti rigidzze. Nel contempo la stessa variazione in direzione trasversale produce un rilevabile cambiamento della rigidezza in direzione longitudinale. Infatti, date le ipotesi fatte sul modello geometrico e sull'orditura dei

solai, se in direzione trasversale aumenta il numero delle campate, in quella longitudinale aumentano il numero dei telai porta solaio con un evidente incremento della rigidezza in questa direzione. La stessa eventualità invece, non accade nella direzione trasversale. Infatti una variazione del numero di campate nella direzione longitudinale produce una variazione di rigidezza in quella trasversale non per incremento del numero dei telai (per classe di progettazione gravitazionale si considerano solo due telai trasversali), ma dovuta alla variazione di sforzo normale che nasce sulle colonne, che non è paragonabile in nessun modo alla variazione di rigidezza per aumento di un telaio sismoresistente. Chiaramente questa tendenza diminuisce se si paragonano gli edifici progettati per classi di tipo sismico (e lo si nota osservando il valore dei periodi in ambedue le direzioni) pur risultando la direzione trasversale sempre più deformabile (figura 4).

Da quanto detto si intuisce che la superficie di impalcato può avere una certa importanza per la valutazione del periodo della struttura. Allora, gli errori di regressione mostrati nelle tabelle precedenti possono essere corretti e diminuiti se si effettua una regressione di potenza del tipo $T = \alpha H^{\beta} S^{\gamma}$ in cui S esprime la superficie di impalcato (in mq). In particolare le espressioni del periodo in funzione dell'altezza e della superficie totale dell'edificio nelle due direzioni e in funzione anche della classe di progettazione sono riportate in (4.14) e (4.15).

<i>Periodo Elastico – Direzione Longitudinale (4.14)</i>		
Classe di Progettazione	Formulazione Semplificata	Errore di regressione
<i>Gravitazionale</i>	$T_g = 0.044H^{0.67} S^{0.21}$	4.5%
<i>Sismica – c=0.05</i>	$T_5 = 0.053H^{0.69} S^{0.14}$	5.8%
<i>Sismica – c=0.07</i>	$T_7 = 0.062H^{0.66} S^{0.12}$	5.5%
<i>Sismica – c=0.10</i>	$T_{10} = 0.068H^{0.65} S^{0.10}$	5.0%

Tabella 6 – Periodo Elastico – Direzione longitudinale – Formule di Regressione

<i>Periodo Elastico – Direzione Trasversale (4.15)</i>		
Classe di Progettazione	Formulazione Semplificata	Errore di Regressione
<i>Gravitazionale</i>	$T_g = 0.0093H^{0.93}S^{0.39}$	5.1%
<i>Sismica – c=0.05</i>	$T_5 = 0.029H^{0.79}S^{0.21}$	5.5%
<i>Sismica – c=0.07</i>	$T_7 = 0.033H^{0.75}S^{0.2}$	5.2%
<i>Sismica – c=0.10</i>	$T_{10} = 0.039H^{0.70}S^{0.19}$	4.4%

Tabella 7 – Periodo Elastico – Direzione longitudinale – Formule di Regressione

<i>Direzione Longitudinale – Errore di regressione</i>		
Classe di Progettazione	$T = \alpha H^\beta$	$T = \alpha H^\beta S^\gamma$
<i>Gravitazionale</i>	7.79%	4.5%
<i>Sismica – c=0.05</i>	7.17%	5.8%
<i>Sismica – c=0.07</i>	6.58%	5.5%
<i>Sismica – c=0.10</i>	5.93%	5.0%

Tabella 8 – Periodo elastico confronto formulazioni – Direzione Longitudinale

<i>Direzione Trasversale – Errore di regressione</i>		
Classe di Progettazione	$T = \alpha H^\beta$	$T = \alpha H^\beta S^\gamma$
<i>Gravitazionale</i>	13.1%	5.1%
<i>Sismica – c=0.05</i>	8.6%	5.5%
<i>Sismica – c=0.07</i>	8.2%	5.2%
<i>Sismica – c=0.10</i>	7.3%	4.4%

Tabella 9 – Periodo elastico confronto formulazioni – Direzione Trasversale

In tabella 8 e 9 è riportato un confronto tra le formulazioni semplificate funzione solo dell'altezza totale (4.12) e (4.13), e le formulazioni che tengono conto anche del parametro superficie di impalcato (4.13) e (4.14).

E' immediato verificare che considerando il parametro superficie l'errore di regressione diminuisce nettamente (si attesta in media attorno al 5% per tutte le

classi) soprattutto per gli edifici progettati secondo carichi di tipo gravitazionale ed in direzione trasversale.

Da questa prima analisi sul periodo elastico della popolazione di edifici si capisce immediatamente come sia importante nella identificazione della classe il parametro di anno e zona di costruzione in quanto senza dubbio fornisce differenti valori di periodo elastico.

4.3.2 Il periodo effettivo

Per il periodo effettivo sono state fatte le stesse valutazioni. Naturalmente rispetto al periodo elastico, quello effettivo presenta dispersioni maggiori visto che risulta evidentemente legato alla non linearità e al meccanismo di crisi. Per semplicità si è fatto riferimento al *solo stato limite di collasso*, ottenendo in questa maniera il massimo valore del periodo effettivo per la valutazione della massima richiesta in termini di spostamento.

I risultati sul periodo effettivo vengono di seguito presentati in termini di grafici periodo altezza nelle due direzioni, longitudinale e trasversale, e in funzione della classe di progettazione (g/gravitazionale; 5/Sismica $c=0.05$; 7/Sismica $c=0.07$; 10/Sismica $c=0.1$):

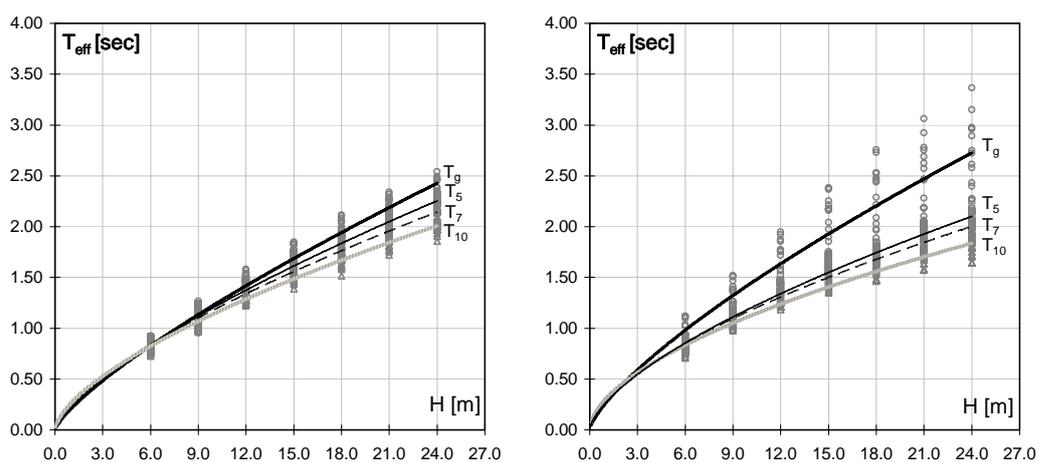


Figura 6 – Periodo effettivo- Direzione Longitudinale (a) e Trasversale (b)

Vengono riportati inoltre gli andamenti della rigidezza effettiva nelle due direzioni:

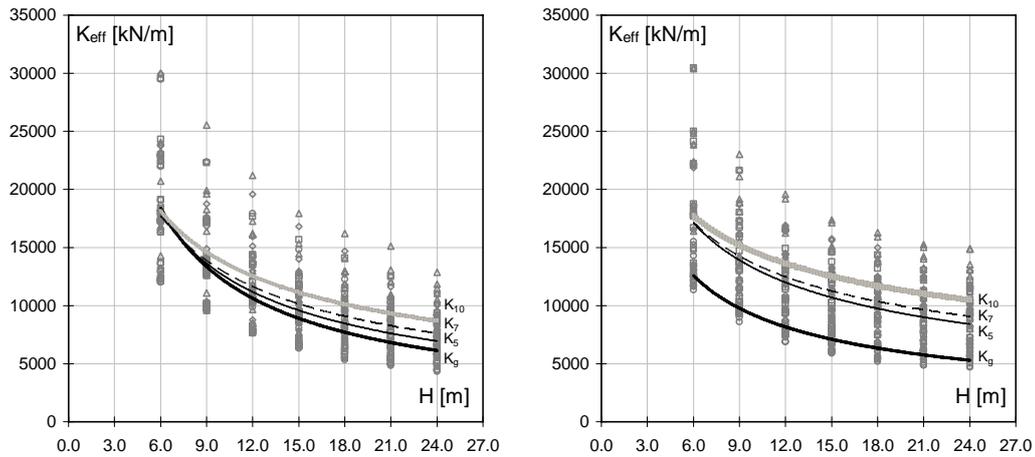


Figura 7 – Rigidezza effettiva- Direzione Longitudinale (a) e Trasversale (b)

I valori medi con i relativi scarti e gli indici di variazione sono riportati nelle tabelle 10 e 11.

In termini globali, le considerazioni effettuate sul periodo elastico valgono anche per il periodo effettivo sia in termini di dipendenza dall'altezza che in termini di classe di progettazione. Per quanto riguarda la differenza tra le due direzioni principali degli edifici (figura 8), rispetto il periodo elastico si nota una controtendenza.

Periodo Effettivo – Direzione Longitudinale												
H[m]	Gravitazionale			Sismica c=0.05			Sismica c=0.07			Sismica c=0.10		
	μ	σ	cov									
6	0.83	0.052	6.3%	0.83	0.052	6.2%	0.83	0.057	6.9%	0.82	0.050	6.1%
9	1.12	0.089	7.9%	1.12	0.083	7.4%	1.11	0.066	6.0%	1.06	0.061	5.8%
12	1.43	0.106	7.5%	1.41	0.089	6.4%	1.35	0.068	5.1%	1.30	0.043	3.3%
15	1.71	0.115	6.7%	1.64	0.083	5.1%	1.58	0.063	4.0%	1.50	0.055	3.7%
18	1.97	0.113	5.7%	1.83	0.094	5.2%	1.76	0.079	4.5%	1.67	0.070	4.2%
21	2.19	0.119	5.4%	2.05	0.092	4.5%	1.96	0.081	4.1%	1.84	0.063	3.4%
24	2.39	0.107	4.5%	2.22	0.093	4.2%	2.12	0.084	4.0%	2.01	0.088	4.4%

Tabella 10 – Periodo effettivo – Direzione longitudinale –Media, deviazione, cov

Periodo Effettivo – Direzione Trasversale												
H[m]	Gravitazionale			Sismica c=0.05			Sismica c=0.07			Sismica c=0.10		
	μ	σ	Cov									
6	0.98	0.120	12.3%	0.82	0.057	7.0%	0.82	0.057	7.0%	0.82	0.057	7.0%
9	1.31	0.154	11.7%	1.13	0.069	6.1%	1.11	0.057	5.1%	1.06	0.041	3.8%
12	1.67	0.200	12.0%	1.41	0.071	5.1%	1.36	0.056	4.1%	1.25	0.040	3.2%
15	2.02	0.254	12.6%	1.62	0.080	4.9%	1.54	0.055	3.6%	1.43	0.052	3.6%
18	2.28	0.310	13.6%	1.73	0.080	4.6%	1.68	0.075	4.5%	1.56	0.069	4.4%
21	2.48	0.331	13.4%	1.90	0.095	5.0%	1.83	0.105	5.8%	1.69	0.087	5.1%
24	2.64	0.373	14.1%	2.03	0.122	6.0%	1.94	0.114	5.9%	1.81	0.104	5.8%

Tabella 11 – Periodo effettivo – Direzione trasversale –Media, deviazione, cov

Infatti, il periodo effettivo è fortemente dipendente dal meccanismo di crisi ovvero dalla diffusione della plasticizzazione all'interno della struttura. Con riferimento alla figura 8, mentre per la progettazione di tipo gravitazionale (a) il periodo effettivo, come quello elastico, continua ad essere maggiore in direzione trasversale rispetto la longitudinale, questa tendenza si inverte per classi di progettazione superiori. Infatti riferendosi alle figure 8 (b), (c) e (d), si noti come la direzione più deformabile sia quella longitudinale. Questa eventualità è dovuta al meccanismo di crisi che si viene a formare e alla disponibilità di rotazione capace delle cerniere plastiche in direzione trasversale che evidentemente è minore rispetto quella longitudinale.

Si noti inoltre, come il valore minimo di periodo effettivo registrato in entrambe le direzioni, e per tutte le classi di progettazione, sia superiore a 0.4 sec. Quest'ultimo valore, rappresenta sullo pseudo spettro di accelerazione elastica (o di spostamento) il valore di periodo corrispondente all'azione sismica ovvero quello corrispondente al valore di picco di accelerazione spettrale. Questo significa per la totalità degli edifici analizzati, che l'equivalenza tra l'oscillatore elastico e quello elastoplastico è retta dal principio di eguaglianza degli spostamenti ovvero lo spostamento elastico richiesto risulta essere pari a quello anelastico a meno del coefficiente di variazione $COV C_R$ [34].

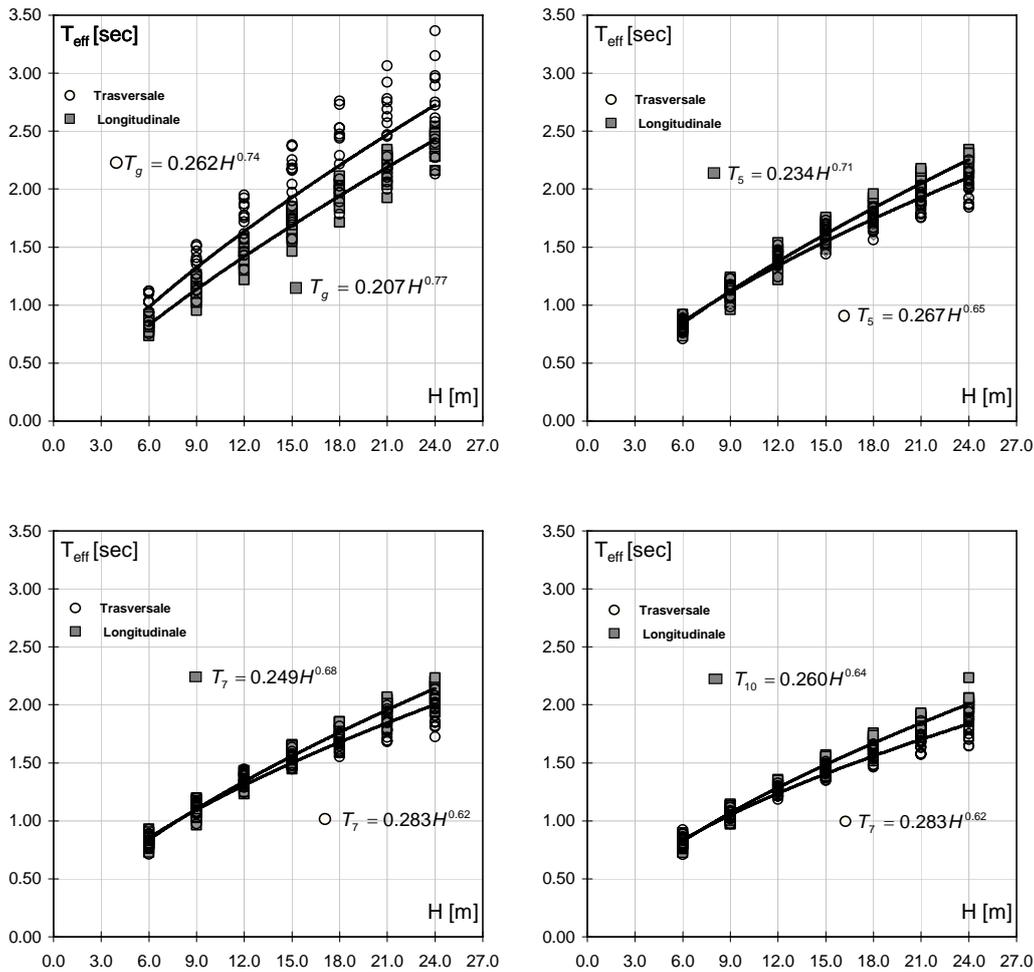


Figura 8 – Periodi effettivi- Confr direzioni –classe Grav (a), $c=0.05$ (b) $c=0.07$ (c), $c=0.1$ (d)

Inoltre, per gli edifici appartenenti alla classe di progettazione di tipo gravitazionale e soprattutto per la direzione trasversale, che evidentemente risulta più deformabile, il valore del periodo per i piani alti è prossimo a 2.0 sec. In questi casi allora, ovvero per periodi maggiori o uguali a tale valore la richiesta sismica in termini di spostamento rimane costante dalla definizione di pseudo spettro di spostamento elastico. Anche nel caso del periodo effettivo, sono state valutate delle formulazioni di regressione con i relativi errori associati. In particolare le espressioni del periodo effettivo in funzione dell'altezza totale dell'edificio nelle due direzioni e in funzione anche della classe di progettazione sono riportate in tabella 12 e 13.

Periodo Effettivo - Direzione Longitudinale (4.16)		
Classe di Progettazione	Formulazione Semplificata	Errore di regressione
<i>Gravitazionale</i>	$T_g = 0.207 H^{0.77}$	6.4%
<i>Sismica - c=0.05</i>	$T_5 = 0.234 H^{0.71}$	5.7%
<i>Sismica - c=0.07</i>	$T_7 = 0.249 H^{0.68}$	5.0%
<i>Sismica - c=0.10</i>	$T_{10} = 0.260 H^{0.64}$	4.5%

Tabella 12 – Periodo effettivo – Direzione longitudinale – Formule di Regressione

Periodo Effettivo – Direzione Trasversale (4.17)		
Classe di Progettazione	Formulazione Semplificata	Errore di regressione
<i>Gravitazionale</i>	$T_g = 0.262 H^{0.74}$	12.9%
<i>Sismica - c=0.05</i>	$T_5 = 0.267 H^{0.65}$	6.4%
<i>Sismica - c=0.07</i>	$T_7 = 0.283 H^{0.62}$	5.8%
<i>Sismica - c=0.10</i>	$T_{10} = 0.300 H^{0.57}$	4.9%

Tabella 13 – Periodo effettivo – Direzione trasversale – Formule di Regressione

L'errore che si commette è anche in questo caso imputabile alla variazione di superficie di impalcato quindi gli errori di regressione possono essere corretti e diminuiti se si effettua una regressione del tipo $T = \alpha H^\beta S^\gamma$ ed in cui S esprime la superficie di impalcato in mq. In particolare le espressioni del periodo effettivo in funzione dell'altezza e della superficie totale dell'edificio nelle due direzioni e in funzione anche della classe di progettazione sono espresse in tabella 14 e 15.

Considerando il parametro superficie, si arriva ad un errore di regressione che risulta essere inferiore al 5%.

Il confronto tra le due formulazioni che forniscono il valore del periodo effettivo in termini di errore di regressione è riportato nelle tabelle 16 e 17.

Concludendo, si può asserire che data una classe di edifici esistenti in c.a. e data la superficie di impalcato, è possibile valutare in maniera semplificata tramite le (4.18)

e (4.19) la richiesta in termini di spostamento a meno del suo coefficiente di variazione.

<i>Periodo Effettivo - Direzione Longitudinale (4.18)</i>		
Classe di Progettazione	Formulazione Semplificata	Errore di regressione
<i>Gravitazionale</i>	$T_g = 0.097 H^{0.78} S^{0.14}$	4.5%
<i>Sismica – c=0.05</i>	$T_5 = 0.124 H^{0.72} S^{0.12}$	4.5%
<i>Sismica – c=0.07</i>	$T_7 = 0.148 H^{0.68} S^{0.10}$	4.0%
<i>Sismica – c=0.10</i>	$T_{10} = 0.173 H^{0.64} S^{0.07}$	3.8%

Tabella 14 – Periodo effettivo – Direzione longitudinale – Formule di Regressione

<i>Periodo Effettivo – Direzione Trasversale (4.19)</i>		
Classe di Progettazione	Formulazione Semplificata	Errore di regressione
<i>Gravitazionale</i>	$T_g = 0.034 H^{0.74} S^{0.38}$	5.2%
<i>Sismica – c=0.05</i>	$T_5 = 0.122 H^{0.65} S^{0.14}$	4.5%
<i>Sismica – c=0.07</i>	$T_7 = 0.139 H^{0.62} S^{0.13}$	4.1%
<i>Sismica – c=0.10</i>	$T_{10} = 0.163 H^{0.57} S^{0.11}$	3.4%

Tabella 15 – Periodo effettivo – Direzione trasversale – Formule di Regressione

<i>Direzione Longitudinale – Err di regressione</i>		
Classe di Progettazione	$T = \alpha H^\beta$	$T = \alpha H^\beta S^\gamma$
<i>Gravitazionale</i>	6.4%	4.5%
<i>Sismica – c=0.05</i>	5.7%	4.5%
<i>Sismica – c=0.07</i>	5.0%	4.0%
<i>Sismica – c=0.10</i>	4.5%	3.8%

Tabella 16 – Periodo effettivo confronto formulazioni – Direzione Longitudinale

<i>Direzione Trasversale – Errori di regressione</i>		
Classe di Progettazione	$T = \alpha H^\beta$	$T = \alpha H^\beta S^\gamma$
<i>Gravitazionale</i>	12.9%	5.2%
<i>Sismica – c=0.05</i>	6.4%	4.5%
<i>Sismica – c=0.07</i>	5.8%	4.1%
<i>Sismica – c=0.10</i>	4.9%	3.4%

Tabella 17 – Periodo effettivo confronto formulazioni – Direzione Trasversale

4.4 I PARAMETRI DI RESISTENZA

I parametri di resistenza possono essere espressi sia in termini di Forza nel sistema MDOF a più gradi di libertà che di accelerazione nel sistema SDOF ad un solo grado di libertà. In particolare dalla curva forza spostamento si può valutare la massima resistenza della struttura pari al taglio alla base V_b . Rapportando il taglio V_b al prodotto del fattore di partecipazione di partecipazione Γ per la massa generalizzata del sistema ad un grado di libertà è possibile valutare il coefficiente di taglio alla base C_s ossia la massima accelerazione anelastica resistente della struttura:

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \phi_i}{\sum m_i \phi_i^2} = \frac{m^*}{\sum m_i \phi_i^2} \quad (4.20)$$

$$c_s = \frac{V_b}{\Gamma \sum m_i \phi_i} = \frac{V_b}{\sum (m_i \phi_i)^2} \sum m_i \phi_i^2 = \frac{V_y}{\sum m_i \phi_i} \quad (4.21)$$

Nelle (4.20) e (4.21), m^* rappresenta la massa generalizzata del sistema ad un solo grado di libertà, Γ il fattore di partecipazione modale, V_y la resistenza del sistema SDOF ed infine ϕ_i è il vettore del primo modo di vibrazione nella direzione in esame. I risultati sulla massima resistenza del sistema MDOF vengono di seguito presentati in termini di grafici in funzione dell'altezza nelle due direzioni, longitudinale e trasversale, e in funzione della classe di progettazione (g/gravitazionale; 5/Sismica c=0.05; 7/Sismica c=0.07; 10/Sismica c=0.1):

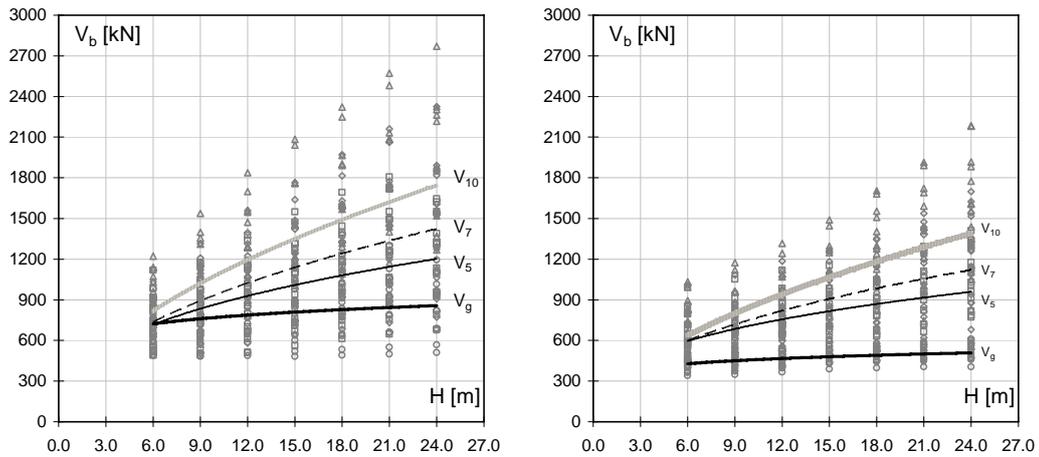


Figura 9 – Taglio alla base al collasso- Direzione Longitudinale (a) e Trasversale (b)

Naturalmente, in media, si osserva come la direzione longitudinale sia più resistente rispetto quella trasversale. Questo aspetto è senz'altro da imputarsi non solo al tipo di progettazione ma anche alla concezione progettuale dell'edificio esistente. Infatti con riferimento alla classe di progettazione di tipo gravitazionale, si noti come il differente sistema strutturale (2 telai in direzione trasversale; maglia strutturale completa in quella longitudinale), porti ad una rapporto tra i tagli alla base nelle due direzioni di circa 1.5 . Inoltre per questo tipo di progettazione si osserva che il taglio alla base rimane pseudo costante in quanto il parametro di dimensionamento sono solo i carichi gravitazionali che contribuiscono ben poco all'aumento della resistenza in funzione dell'incremento del numero di piani. Di contro per la classe di progettazione di tipo sismico, all'aumentare dell'altezza totale e della classe aumenta anche la resistenza globale della struttura in quanto aumenta il tagliante alla base dovuto alle forze orizzontali. E' interessante osservare a questo punto gli andamenti del coefficiente di taglio alla base (massima accelerazione resistente anelastica della struttura) in funzione dell'altezza (figura 10). Restando coerente agli andamenti dei tagli alla base di figura 9 il coefficiente di taglio (figura 10), ovvero la massima resistenza anelastica, cresce all'aumentare della classe di progettazione in entrambe le direzioni. Questo significa che un edificio progettato con classi di progettazione maggiori (sismica $c=0.1 \rightarrow c=0.07 \rightarrow c=0.05 \rightarrow$ gravitazionale) è più resistente rispetto a quello progettato con classi di progettazione inferiore. In particolare all'aumentare dell'altezza, la massima resistenza anelastica tende a diminuire.

Questo tipo di comportamento è dovuto all'incremento di massa per l'aumento di altezza, che cresce più "velocemente" del taglio alla base resistente anelastico.

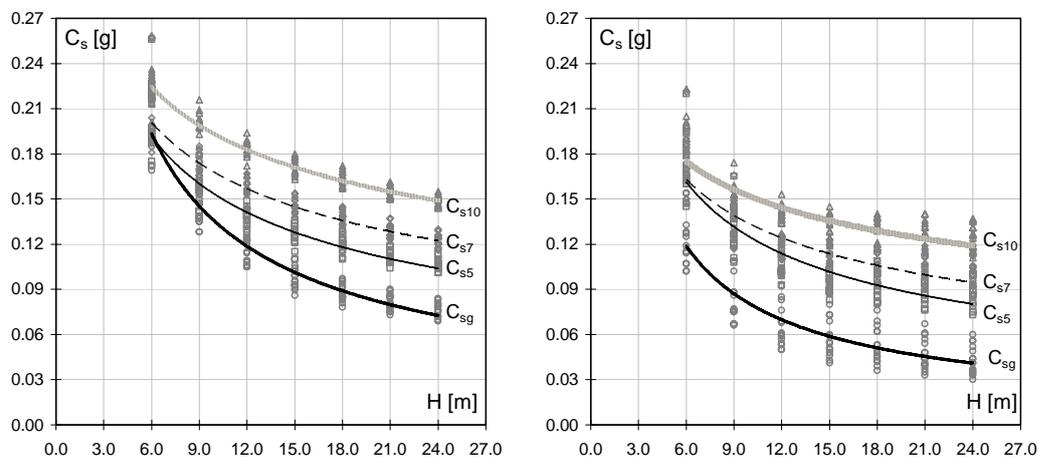


Figura 10 – Coefficiente di taglio alla base al collasso- Dir Longitudinale (a) e Trasversale (b)

Coefficiente di Taglio C_s – Direzione Longitudinale												
H[m]	Gravitazionale			Sismica $c=0.05$			Sismica $c=0.07$			Sismica $c=0.10$		
	μ	σ	cov	μ	σ	cov	μ	σ	cov	μ	σ	cov
6	0.20	0.024	11.7%	0.20	0.023	11.2%	0.21	0.020	9.9%	0.22	0.015	6.5%
9	0.14	0.013	9.1%	0.15	0.011	7.1%	0.17	0.011	6.5%	0.20	0.010	5.1%
12	0.11	0.009	7.9%	0.14	0.008	5.5%	0.15	0.009	5.6%	0.18	0.007	4.0%
15	0.10	0.007	6.9%	0.13	0.007	5.4%	0.14	0.006	4.3%	0.17	0.005	3.0%
18	0.09	0.006	6.7%	0.12	0.006	4.6%	0.14	0.005	3.6%	0.16	0.005	2.8%
21	0.08	0.005	6.4%	0.11	0.004	3.9%	0.13	0.005	3.5%	0.16	0.004	2.5%
24	0.08	0.005	6.3%	0.11	0.004	4.0%	0.12	0.004	3.5%	0.15	0.007	4.9%

Tabella 18 – Coeff. di taglio al collasso – Direzione longitudinale –Media, deviazione, cov

Coefficiente di Taglio C_s – Direzione Trasversale												
H[m]	Gravitazionale			Sismica $c=0.05$			Sismica $c=0.07$			Sismica $c=0.10$		
	μ	σ	cov	μ	σ	cov	μ	σ	cov	μ	σ	cov
6	0.13	0.023	17.6%	0.17	0.020	11.5%	0.18	0.019	11.1%	0.19	0.015	7.8%
9	0.08	0.018	21.3%	0.13	0.015	11.6%	0.13	0.013	9.8%	0.15	0.010	6.4%
12	0.07	0.016	23.9%	0.11	0.010	9.6%	0.12	0.009	7.9%	0.14	0.009	6.5%
15	0.06	0.014	24.0%	0.10	0.008	8.4%	0.11	0.009	7.9%	0.13	0.008	6.5%
18	0.05	0.012	22.5%	0.09	0.009	9.2%	0.10	0.008	7.7%	0.13	0.008	6.3%
21	0.05	0.010	22.1%	0.09	0.009	10.1%	0.10	0.009	9.0%	0.13	0.009	7.2%
24	0.04	0.009	21.9%	0.09	0.009	10.4%	0.10	0.009	9.2%	0.12	0.008	6.5%

Tabella 19 – Coeff. di taglio al collasso – Direzione trasversale –Media, deviazione, cov

Anche in questo caso sono state valutate delle formulazioni di regressione con i relativi errori associati. In particolare le espressioni del coefficiente di taglio alla base in funzione dell'altezza totale dell'edificio nelle due direzioni e in funzione anche della classe di progettazione sono:

<i>Coeff. di Taglio C_s - Direzione Longitudinale (4.22)</i>		
Classe di progettazione	Formulazione Semplificata	Errore di regressione
<i>Gravitazionale</i>	$C_{S_g} = 0.687H^{-0.71}$	8.4%
<i>Sismica – c=0.05</i>	$C_{S_5} = 0.422H^{-0.44}$	7.0%
<i>Sismica – c=0.07</i>	$C_{S_7} = 0.380H^{-0.36}$	5.7%
<i>Sismica – c=0.10</i>	$C_{S_{10}} = 0.381H^{-0.30}$	4.3%

Tabella 20 – Coeff. di taglio al collasso – Direzione longitudinale –formule di regressione

<i>Coeff. Di Taglio C_s – Direzione Trasversale (4.23)</i>		
Classe di progettazione	Formulazione Semplificata	Errore di regressione
<i>Gravitazionale</i>	$C_{S_g} = 0.470H^{-0.77}$	21.0%
<i>Sismica – c=0.05</i>	$C_{S_5} = 0.398H^{-0.50}$	11.0%
<i>Sismica – c=0.07</i>	$C_{S_7} = 0.329H^{-0.39}$	9.9%
<i>Sismica – c=0.10</i>	$C_{S_{10}} = 0.288H^{-0.28}$	7.9%

Tabella 21 – Coeff. di taglio al collasso – Direzione trasversale –formule di regressione

Gli errori di regressione mostrati nelle tabelle precedenti possono essere corretti e diminuiti se si effettua una regressione del tipo $T = \alpha H^\beta S^\gamma$ ed in cui S esprime la superficie di impalcato. In particolare le espressioni del periodo effettivo in funzione dell'altezza e della superficie totale dell'edificio nelle due direzioni e in funzione anche della classe di progettazione sono:

<i>Coeff. di Taglio C_s - Direzione Longitudinale (4.24)</i>		
Classe di progettazione	Formulazione Semplificata	Errore di regressione
<i>Gravitazionale</i>	$C_{S_g} = 1.70H^{-0.71} S^{-0.16}$	6.6%
<i>Sismica - c=0.05</i>	$C_{S_5} = 0.745H^{-0.44} S^{-0.10}$	6.2%
<i>Sismica - c=0.07</i>	$C_{S_7} = 0.612H^{-0.36} S^{-0.09}$	5.0%
<i>Sismica - c=0.10</i>	$C_{S_{10}} = 0.523H^{-0.30} S^{-0.06}$	3.9%

Tabella 22 – Coeff. di taglio al collasso – Direzione longitudinale –formule di regressione

<i>Coeff. di Taglio C_s - Direzione Trasversale (4.25)</i>		
Classe di progettazione	Formulazione Semplificata	Errore di regressione
<i>Gravitazionale</i>	$C_{S_g} = 14.8H^{-0.76} S^{-0.63}$	6.7%
<i>Sismica - c=0.05</i>	$C_{S_5} = 1.57H^{-0.5} S^{-0.25}$	7.5%
<i>Sismica - c=0.07</i>	$C_{S_7} = 1.08H^{-0.39} S^{-0.21}$	7.1%
<i>Sismica - c=0.10</i>	$C_{S_{10}} = 0.667H^{-0.28} S^{-0.15}$	6.2%

Tabella 23 – Coeff. di taglio al collasso – Direzione trasversale –formule di regressione

Si noti come il termine relativo alla superficie incida notevolmente soprattutto nella direzione trasversale e per classe di progettazione gravitazionale. Infatti è proprio per questa tipologia che la superficie di impalcato assume un ruolo fondamentale nella determinazione del coefficiente di taglio alla base in quanto incide notevolmente sulla massa associata.

<i>Direzione Longitudinale - Err di regressione</i>		
Classe di Progettazione	$C_s = \alpha H^\beta$	$C_s = \alpha H^\beta S^\gamma$
<i>Gravitazionale</i>	8.4%	6.6%
<i>Sismica - c=0.05</i>	7.0%	6.2%
<i>Sismica - c=0.07</i>	5.7%	5.0%
<i>Sismica - c=0.10</i>	4.3%	3.9%

Tabella 24 – Coefficiente di taglio confronto formulazioni – Direzione Longitudinale

<i>Direzione Trasversale – Errori di regressione</i>		
Classe di Progettazione	$C_s = \alpha H^\beta$	$C_s = \alpha H^\beta S^\gamma$
<i>Gravitazionale</i>	21.0%	6.7%
<i>Sismica – c=0.05</i>	11.0%	7.5%
<i>Sismica – c=0.07</i>	9.9%	7.1%
<i>Sismica – c=0.10</i>	7.9%	6.2%

Tabella 25 – Coefficiente di taglio confronto formulazioni – Direzione Trasversale

E' interessante mostrare un differente andamento del coefficiente di taglio alla base in funzione del periodo effettivo della struttura (ovvero quello del sistema ad un grado di libertà – figura 11). In questa maniera si esprimono gli “spettri di capacità”. Osservando il grafico di figura 11, si nota ancora una volta come il coefficiente di taglio cresca all’aumento della classe di progettazione. In particolare, essendo il coefficiente di taglio una accelerazione, si nota come i punti calcolati e le relative rette di regressione, si dispongano lungo i rami di uno spettro anelastico di accelerazione discendente. Questo è proprio il comportamento che assume un sistema anelastico, ovvero di un oscillatore non lineare al variare della propria frequenza considerando i massimi valori di accelerazione.

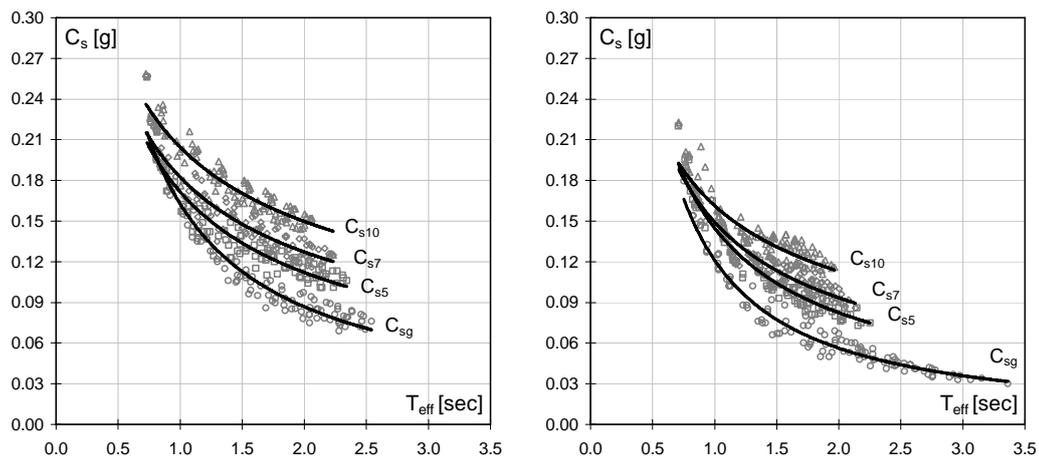


Figura 11 – Coefficiente di taglio alla base al collasso- Direzione Longitudinale (a) e Trasversale (b)

<i>Coeff. di Taglio C_s - Direzione Longitudinale (4.26)</i>		
Classe di progettazione	Formulazione Semplificata	Errore di regressione
<i>Gravitazionale</i>	$C_{S_g} = 0.1627T^{-0.91}$	7.0%
<i>Sismica – c=0.05</i>	$C_{S_5} = 0.1716T^{-0.62}$	6.6%
<i>Sismica – c=0.07</i>	$C_{S_7} = 0.1824T^{-0.52}$	5.7%
<i>Sismica – c=0.10</i>	$C_{S_{10}} = 0.2045T^{-0.45}$	4.8%

Tabella 26 – Coeff. di taglio al collasso – Direzione longitudinale –formule di regressione

<i>Coeff. Di Taglio C_s - Direzione Trasversale (4.27)</i>		
Classe di progettazione	Formulazione Semplificata	Errore di regressione
<i>Gravitazionale</i>	$C_{S_g} = 0.1211T^{-1.1}$	8.8%
<i>Sismica – c=0.05</i>	$C_{S_5} = 0.1448T^{-0.81}$	6.4%
<i>Sismica – c=0.07</i>	$C_{S_7} = 0.1492T^{-0.68}$	6.4%
<i>Sismica – c=0.10</i>	$C_{S_{10}} = 0.1614T^{-0.52}$	6.2%

Tabella 27 – Coeff. di taglio al collasso – Direzione trasversale –formule di regressione

Naturalmente, è chiaro che, con riferimento alle classi di progettazione sismica, questi valori del coefficiente di taglio alla base non possono ricondursi ai valori di accelerazione ($c=0.1 - c=0.07 - c=0.05$) considerati per il progetto dell'edificio esistente per due ragioni fondamentali:

- Il progetto dell'edificio esistente è retto da un criterio di sicurezza alle tensioni ammissibili, mentre l'analisi non lineare che fornisce il coefficiente di taglio, è riferita allo stato limite di collasso (la gran parte degli elementi costituenti la struttura ha ampiamente superato il campo di proporzionalità). Per fare un confronto, si dovrebbe considerare il coefficiente di taglio che porta alla prima plasticizzazione di un elemento strutturale e decurtarlo del rapporto esistente tra il momento resistente ammissibile e quello di snervamento.

- I modelli delle azioni e dei carichi tra il progetto simulato dell'edificio esistente e quello dell'analisi non lineare sono fortemente differenti. Infatti con riferimento al modello delle azioni si ha una differenza sia in termini di carichi di tipo gravitazionale (carichi caratteristici per il progetto simulato alle t.a. – carichi quasi permanenti per l'analisi non lineare) che di forze orizzontali (forze orizzontali con distribuzioni costante ed in funzione dell'area di influenza del telaio rappresentativo per il progetto simulato – forze orizzontali proporzionali alla prima forma modale e in funzione della rigidità traslante della struttura per l'analisi non lineare). Inoltre per quanto riguarda il modello strutturale, per il progetto dell'edificio esistente si considera un solo telaio rappresentativo dell'intera struttura, che viene “replicato” nelle altre posizioni, mentre per l'analisi non lineare si considera l'insieme di tutti i telai essendo questi collegati da impalcato infinitamente rigido nel proprio piano.

Tramite lo spettro di capacità valutato attraverso le (4.26) e (4.27) ed in funzione del periodo effettivo valutato attraverso le (4.18) e (4.19) è possibile effettuare immediatamente una verifica supponendo un fattore di riduzione dello spettro elastico di accelerazione. In particolare se si considera ad esempio un edificio di classe di progettazione gravitazionale (in direzione trasversale) posizionato in una zona sismica di seconda categoria con terreno di tipo B si ha:

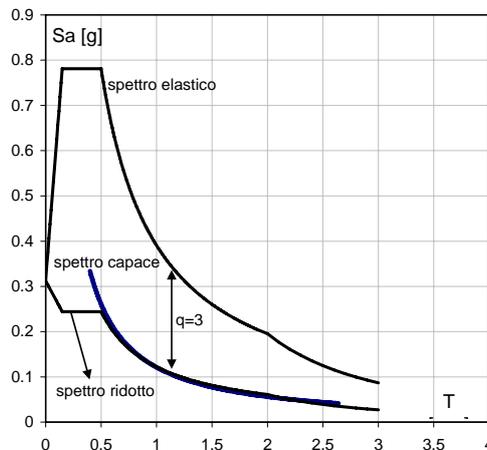


Figura 12 – Verifica con spettro di capacità

Il fattore di struttura scelto per ridurre lo spettro elastico è pari a 3. Si noti dal grafico di figura 11 come lo spettro ridotto del fattore di struttura coincida con lo spettro di capacità. Allora valutando anche il fattore di struttura degli edifici è possibile effettuare una verifica diretta confrontando lo spettro di capacità con lo spettro ridotto.

4.5 IL FATTORE DI STRUTTURA DEGLI EDIFICI ESISTENTI

Allo scopo di mostrare il valore del fattore di struttura degli edifici esistenti che si sono generati, le calcolazioni relative a tale termine sono effettuate rispetto ai valori medi dei materiali, ma con valori delle rotazioni limite del modello non lineare del tipo “Normativo” [6],[7] al danno severo.

Il fattore di struttura q è da intendersi quale rapporto tra la resistenza che deve avere la struttura per rimanere in campo elastico e la resistenza di progetto che è generalmente di poco inferiore a quella corrispondente alla prima plasticizzazione di un elemento strutturale [47],[48].

Seguendo questa definizione il fattore di struttura q può esprimersi tramite la seguente formulazione :

$$q = \frac{V_e}{V_d} = \frac{V_e}{V_y} \frac{V_y}{V_1} \frac{V_1}{V_d} = R_\mu R_s R_\omega \quad (4.28)$$

intendendo con V_e la resistenza che deve avere la struttura per rimanere in campo elastico; V_y la resistenza anelastica corrispondente alla crisi locale o globale della struttura nell'ipotesi di una rappresentazione elasto-plastico non incrudente del sistema bilineare equivalente; V_d la resistenza di progetto ovvero l'accelerazione sismica ricavata dallo spettro elastico ridotto del fattore di struttura; V_1 rappresenta la resistenza corrispondente alla formazione della prima cerniera plastica, come riportato in Figura 13.

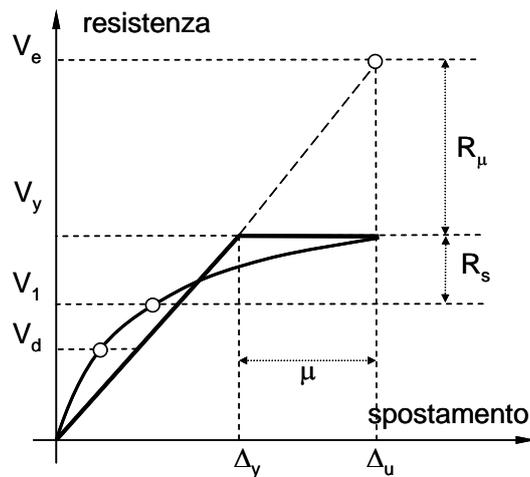


Figura 13 - Definizione del fattore di struttura

Con riferimento alla valutazione della capacità di un edificio esistente si pone il coefficiente $R_w=1$ facendo corrispondere la resistenza di progetto V_d , che nel caso di valutazione diventa di verifica, a quella di prima plasticizzazione V_1 . Di conseguenza il fattore di struttura risulta dipendente dai soli coefficienti R_s ed R_μ . Il fattore R_s determinato come rapporto tra la resistenza anelastica V_y e quella corrispondente alla prima plasticizzazione di un elemento strutturale V_1 è definito coefficiente di sovrarresistenza e rappresenta la riserva di resistenza che possiede la struttura in funzione della sua capacità di dissipazione energetica. In particolare, nelle prescrizioni normative [6],[7] viene indicato tramite il rapporto di sovrarresistenza α_u/α_1 in cui α_u rappresenta il moltiplicatore dei carichi tale da portare la struttura allo stato di raggiungimento di un meccanismo mentre α_1 rappresenta il moltiplicatore dei carichi che conduce la struttura al raggiungimento di una prima cerniera plastica. Il fattore R_μ rappresenta il rapporto tra la resistenza elastica V_e e quella plastica V_y . Con riferimento a diversi autori [49],[50],[51],[52], il fattore di riduzione R_μ dipende non solo dalla duttilità μ del sistema reale, ma anche dal periodo T^* dell'oscillatore semplice ad esso equivalente e conseguentemente dall'energia di dissipazione isteretica. Gli andamenti della duttilità nelle due direzioni e per classi di progettazione differente sono riportati in figura 14.

I valori di duttilità calcolati, nello spirito del criterio di eguaglianza degli spostamenti, validato dal fatto che i periodi effettivi risultano maggiori di 0.5sec., corrispondono al valore del fattore di riduzione R_μ . Si osserva in particolare che la

duttilità all'aumentare della classe di progettazione e dell'altezza della struttura diminuisce. Riguardo la classe di progettazione, la duttilità subisce un decremento in quanto si registra un aumento dello spostamento convenzionale al limite elastico del sistema bilineare equivalente, all'aumento della classe di progettazione a quasi parità di spostamento ultimo al variare della stessa.

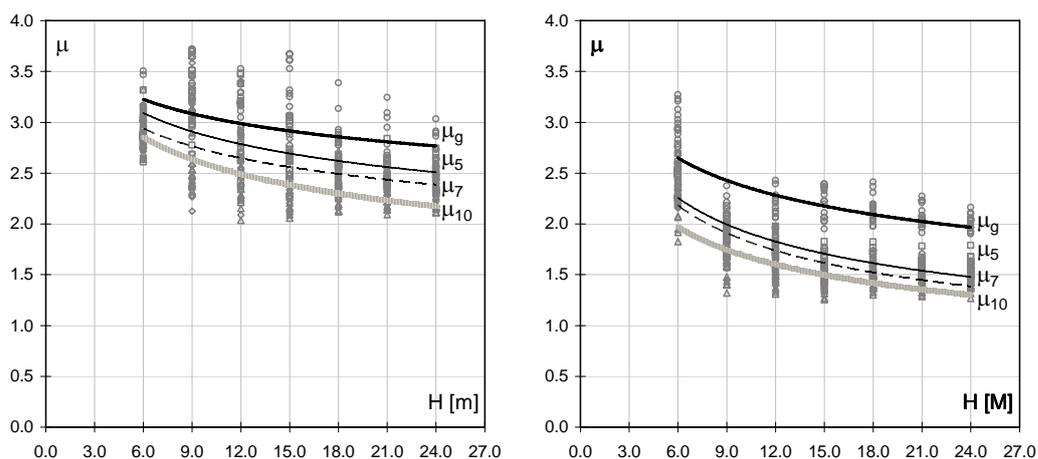


Figura 14 - Duttilità- Direzione Longitudinale (a) e Trasversale (b)

La variazione di duttilità nell'ambito della classe di altezza totale della struttura, è senz'altro data dai differenti meccanismi di collasso che vengono a formarsi e che dipendono principalmente dalle diverse configurazioni geometriche che il singolo edificio può assumere nel processo di generazione. In particolare questo comportamento si evidenzia principalmente sugli edifici "bassi" nella direzione longitudinale, dimostrando implicitamente che per gli edifici più alti prevalgono minori tipologie di meccanismi di collasso. Chiaramente nello spirito di ricavare delle formulazioni semplificate per la valutazione dei parametri principali di capacità e di domanda utilizzando dati disponibili e valutabili in maniera speditiva, non è possibile considerare le differenti configurazioni geometriche che assume l'edificio generato.

Le formulazioni di regressione sulla duttilità sono di seguito riportate (tabelle 28 e 29), per tutte le classi di progettazione e nelle due direzioni.

In questo caso il parametro di superficie non incide in maniera significativa sull'errore di regressione. Per quanto riguarda la sovraresistenza si è osservato che

mediamente assume dei valori compresi tra un minimo di 1.2 e un massimo di 1.4 per entrambe le direzioni e le classi. In maniera semplificata è possibile assumere un coefficiente pari ad 1.3 come rapporto tra il taglio di prima plasticizzazione e quello ultimo. In definitiva è possibile quindi ricavare il fattore di struttura effettuando il prodotto tra la duttilità e la sovraresistenza.

Duttilità - Direzione Longitudinale (4.29)		
Classe di Progettazione	Formulazione Semplificata	Errore di regressione
<i>Gravitazionale</i>	$\mu_g = 3.93H^{-0.11}$	11.0%
<i>Sismica – c=0.05</i>	$\mu_5 = 4.05H^{-0.15}$	9.4%
<i>Sismica – c=0.07</i>	$\mu_7 = 3.84H^{-0.15}$	10.0%
<i>Sismica – c=0.10</i>	$\mu_{10} = 4.06H^{-0.19}$	8.2%

Tabella 28 – Duttilità – Direzione longitudinale –formule di regressione

Duttilità – Direzione Trasversale (4.30)		
Classe di progettazione	Formulazione Semplificata	Errore di regressione
<i>Gravitazionale</i>	$\mu_g = 3.89H^{-0.21}$	9.8%
<i>Sismica – c=0.05</i>	$\mu_5 = 3.90H^{-0.30}$	8.9%
<i>Sismica – c=0.07</i>	$\mu_7 = 3.92H^{-0.33}$	9.7%
<i>Sismica – c=0.10</i>	$\mu_{10} = 3.36H^{-0.29}$	10.0%

Tabella 29 – Duttilità – Direzione trasversale –formule di regressione

In definitiva I valori di coefficiente di struttura fornite dalle attuali normative italiane ed europee è compatibile con I valori ricavati.

Si fa notare che se si effettua una verifica in termini di analisi lineare utilizzando le formulazioni proposte per il periodo elastico (4.14) e (4.15) e le formulazioni (4.29) e (4.30) amplificate della sovraresistenza (1.3 media) per il fattore di struttura, il coefficiente di sicurezza ricavato è differente rispetto un'analisi di tipo non lineare.

Questa eventualità nasce dal modo di calcolo del periodo elastico che, nelle analisi modali effettuate, non considera la fessurazione degli elementi. Per tenere in conto di questa eventualità infatti molte Norme internazionali [42] consigliano una decurtazione della rigidezza EI degli elementi strutturali. Infatti valutando la rigidezza fessurata si nota come EI fessurato sia mediamente pari al 50% di EI non fessurato. In realtà la verifica pone lo stesso coefficiente di sicurezza se la richiesta in termini di accelerazione viene ricavata tramite il periodo effettivo (4.18) e (4.19) ritrovando un EI effettivo pari a circa il 20% dell'EI non fessurato.

4.6 I PARAMETRI DI SPOSTAMENTO

Come quelli di resistenza anche i parametri di spostamento possono essere espressi sia nel sistema MDOF a più gradi di libertà che in quello SDOF ad un sol grado di libertà. In particolare i parametri di spostamento, che sono identificati dal raggiungimento di uno stato limite ovvero di una rotazione o di uno spostamento da parte di un punto di controllo appartenente al baricentro delle masse dell'ultimo impalcato, possono essere espressi in termini di spostamento o di drift ossia rapporto tra lo spostamento del nodo master dell'ultimo impalcato e l'altezza totale della struttura. La verifica effettuata sui parametri valutati nel sistema SDOF è più speditiva in quanto non si deve ripassare necessariamente per il sistema MDOF. Per valutare lo spostamento capace nel sistema SDOF C_d basta rapportare lo spostamento Δ del sistema MDOF al fattore di partecipazione modale Γ :

$$c_d = \frac{\Delta}{\Gamma} = \frac{\Delta}{\sum (m_i \phi_i)} \sum m_i \phi_i^2 \quad (4.31)$$

Gli andamenti dello spostamento capace del sistema SDOF sono di seguito mostrati (figura 15) in funzione dell'altezza totale della struttura e della classe di progettazione per entrambe le direzioni al collasso:

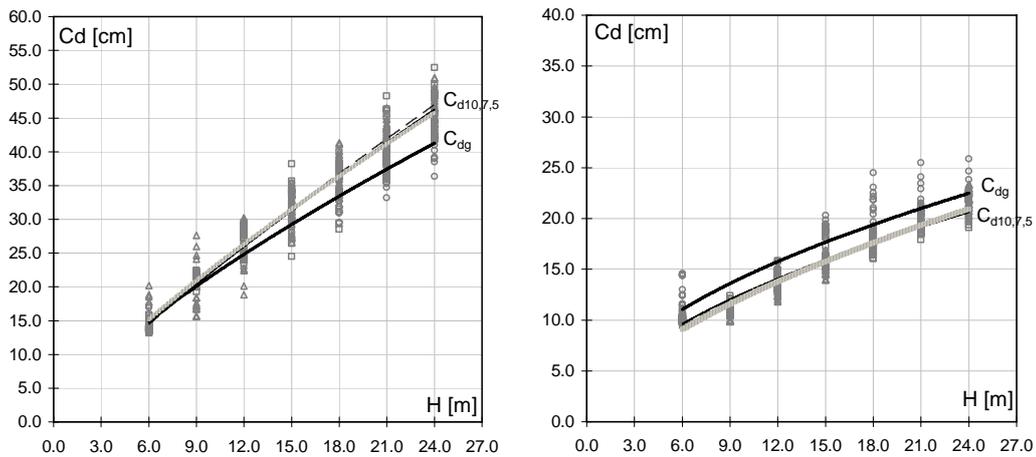


Figura 15 – Spostamento capace- Direzione Longitudinale (a) e Trasversale (b)

I valori medi con i relativi scarti e gli indici di variazione degli spostamenti capaci del sistema SDOF sono riportati nelle tabelle 30 e 31.

Si noti dai grafici e dalle tabelle come la capacità di spostamento in direzione longitudinale sia maggiore di quella in direzione trasversale. Naturalmente questa risulta crescente con l'altezza totale dell'edificio in entrambe le direzioni perché diminuisce la rigidezza effettiva.

Con riferimento alla direzione longitudinale si osserva che al crescere della classe di progettazione si ottengono edifici che hanno una capacità maggiore. In quella trasversale invece, questa eventualità è osservata solo nell'ambito della classe di progettazione di tipo sismico, mentre quella gravitazionale rimane sempre maggiore qualunque sia l'altezza dell'edificio.

Capacità di Spostamento C_d – Direzione Longitudinale												
H[m]	Gravitazionale			Sismica $c=0.05$			Sismica $c=0.07$			Sismica $c=0.10$		
	μ	σ	cov	μ	σ	cov	μ	σ	cov	μ	σ	cov
6	14.24	1.22	8.60%	14.11	0.76	5.40%	14.31	0.73	5.10%	15.68	2.13	13.60%
9	20.97	0.55	2.60%	21.04	0.78	3.70%	20.59	2.20	10.70%	20.64	3.57	17.30%
12	25.42	1.68	6.60%	26.77	1.87	7.00%	25.69	2.44	9.50%	25.79	3.30	12.80%
15	30.87	1.98	6.40%	31.82	3.75	11.80%	32.14	2.57	8.00%	31.81	2.32	7.30%
18	32.62	1.57	4.80%	35.25	3.45	9.80%	37.46	2.55	6.80%	36.62	1.83	5.00%
21	36.36	1.67	4.60%	41.37	3.68	8.90%	41.99	2.90	6.90%	41.31	2.02	4.90%
24	40.84	2.08	5.10%	46.51	3.07	6.60%	45.96	2.85	6.20%	46.27	2.50	5.40%

Tabella 30 – Capacità di spostamento – Direzione longitudinale –media, deviazione, cov

Capacità di Spostamento C_d – Direzione Trasversale												
H[m]	Gravitazionale			Sismica $c=0.05$			Sismica $c=0.07$			Sismica $c=0.10$		
	μ	σ	cov	μ	σ	cov	μ	σ	cov	μ	σ	cov
6	12.52	1.66	13.30%	10.16	0.38	3.70%	10.21	0.28	2.70%	10.12	0.44	4.30%
9	11.17	0.34	3.00%	11.33	0.52	4.60%	11.13	0.61	5.50%	10.60	0.56	5.30%
12	14.73	0.57	3.90%	14.06	0.77	5.50%	13.59	0.79	5.80%	12.80	0.77	6.00%
15	18.89	0.66	3.50%	15.86	0.60	3.80%	15.62	0.80	5.10%	15.25	0.73	4.80%
18	20.79	1.85	8.90%	17.35	0.94	5.40%	17.78	0.71	4.00%	17.67	0.62	3.50%
21	21.53	1.81	8.40%	19.29	0.91	4.70%	19.92	0.70	3.50%	19.89	0.70	3.50%
24	21.85	1.84	8.40%	21.28	1.19	5.60%	21.46	0.86	4.00%	22.23	0.96	4.30%

Tabella 31 – Capacità di spostamento – Direzione trasversale –media, deviazione, cov

Questo differente comportamento è dato dal diverso sistema strutturale che si sta analizzando nella direzione trasversale. Infatti mentre nell'ambito della classe di progettazione di tipo sismico le differenti strutture hanno di fatto lo stesso sistema resistente (anche se differenti sezioni) a telai completi lungo la direzione in esame, nella classe di progettazione di tipo gravitazionale si ottiene una struttura completamente differente e molto più deformabile (due soli telai perimetrali). D'altra parte la maggiore capacità di spostamento in direzione trasversale per classe di progettazione di tipo gravitazionale, non deve far credere che porti ad una struttura più sicura in quanto la capacità deve essere sempre confrontata con la domanda. In questo senso, con riferimento alle formulazioni fornite per il periodo effettivo, si osservi come i periodi effettivi in tali direzione e classe gravitazionale siano molto più elevati di quelli relativi a classi sismiche, ottenendo in tal modo una richiesta di spostamento maggiore. Il fattore comune che si osserva in entrambi le direzioni principali dell'edificio per classi di progettazione di tipo sismico è che lo spostamento al collasso non vari notevolmente. Il motivo di tale comportamento è imputabile al meccanismo di collasso che risulta lo stesso (non essendo questi edifici progettati secondo il capacity design) per tutte le classi di progettazioni di tipo sismico. D'altra parte questa affermazione è anche giustificata dalla relazione della rotazione ultima:

$$\theta_u = 0.85 \cdot 0.016 \cdot (0.3^v) \left[\frac{\max(0.01; \omega)}{\max(0.01; \omega)} f_c \right]^{0.225} \left(\frac{L_V}{h} \right)^{0.35} 25^{\left(\alpha_{\rho_{sv}} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1.25^{100 \rho_d}) \quad (4.32)$$

In cui l'unica grandezza variabile (per le colonne e tra due classi differenti) è proprio l'altezza della sezione che con un esponente 0.35, ipotizzando valori compatibili della stessa, può portare a una variazione di rotazione massimo del 15%. Questa variazione con riferimento alle tabelle non è registrata in termini di spostamento. Questo significa che il meccanismo di collasso è unico per tutti gli edifici della classe, ma non è di primo piano bensì è riportato in elevazione partendo da pilastri che hanno anche la stessa altezza (meccanismo locale di tipo intermedio).

Le formule di regressione valutate per la capacità di spostamento ammettono il minimo errore considerando solo l'altezza totale dell'edificio (Tabelle 32 e 33).

<i>Cap. Spostamento C_d - Direzione Longitudinale (4.33)</i>		
Classe di progettazione	Formulazione Semplificata	Errore di regressione
<i>Gravitazionale</i>	$Cd_g = 4.01H^{0.73}$	6.6%
<i>Sismica – c=0.05</i>	$Cd_5 = 3.26H^{0.83}$	8.3%
<i>Sismica – c=0.07</i>	$Cd_7 = 3.12H^{0.85}$	7.8%
<i>Sismica – c=0.10</i>	$Cd_{10} = 3.61H^{0.80}$	10.4%

Tabella 32 – Capacità di spostamento – Direzione longitudinale – formule di regressione

<i>Cap. Spostamento C_d - Direzione Trasversale (4.34)</i>		
Classe di progettazione	Formulazione Semplificata	Errore di regressione
<i>Gravitazionale</i>	$Cd_g = 4.41H^{0.51}$	12.0%
<i>Sismica – c=0.05</i>	$Cd_5 = 3.62H^{0.55}$	5.7%
<i>Sismica – c=0.07</i>	$Cd_7 = 3.42H^{0.57}$	6.3%
<i>Sismica – c=0.10</i>	$Cd_{10} = 3.07H^{0.60}$	8.1%

Tabella 33 – Capacità di spostamento – Direzione trasversale – formule di regressione

Per relazionare in maniera diretta la capacità di spostamento con il periodo di classe, risulta utile esprimere la capacità di spostamento della struttura in funzione del periodo effettivo. In particolare l'andamento della capacità di spostamento in funzione del periodo è riportato nel grafico di figura 16, in cui si esprime in una certa maniera lo spettro di spostamento capace della classe. Le formule di regressione sono invece riportate nelle tabelle 34 e 35, ed esprimono la capacità di spostamento anelastico della struttura al collasso.

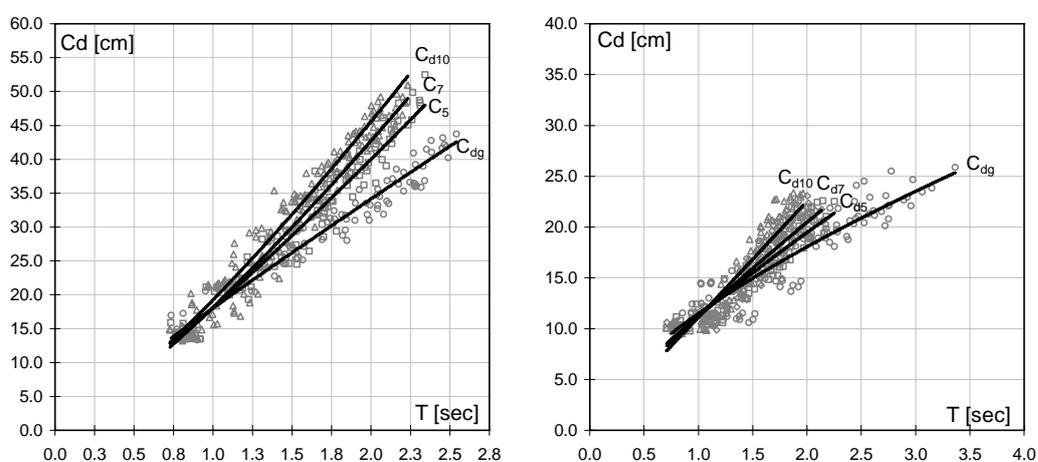


Figura 16 – Spostamento capace- Direzione Longitudinale (a) e Trasversale (b)

Cap. Spostamento C_d-Direzione Longitudinale (4.35)		
Classe di progettazione	Formulazione Semplificata	Errore di regressione
Gravitazionale	$Cd_g = 18.04T^{0.92}$	8.4%
Sismica – $c=0.05$	$Cd_5 = 18.00T^{1.15}$	8.5%
Sismica – $c=0.07$	$Cd_7 = 18.16T^{1.23}$	8.8%
Sismica – $c=0.10$	$Cd_{10} = 19.24T^{1.24}$	8.8%

Tabella 34 – Capacità di spostamento – Direzione trasversale –formule di regressione

<i>Cap. Spostamento C_d – Direzione Trasversale (4.36)</i>		
Classe di progettazione	Formulazione Semplificata	Errore di regressione
<i>Gravitazionale</i>	$Cd_g = 11.01T^{0.65}$	12.0%
<i>Sismica – c=0.05</i>	$Cd_5 = 11.22T^{0.79}$	8.9%
<i>Sismica – c=0.07</i>	$Cd_7 = 11.20T^{0.87}$	9.6%
<i>Sismica – c=0.10</i>	$Cd_{10} = 11.12T^{1.02}$	9.9%

Tabella 35 – Capacità di spostamento – Direzione trasversale –formule di regressione

4.7 CONFRONTO TRA LE DIFFERENTI CLASSI DI EDIFICI

Prima di passare alla valutazione delle curve di fragilità di classe che saranno mostrate nel capitolo successivo, è importante effettuare un confronto tra le differenti classi di edifici in termini di rapporto domanda/capacità per un fissato spettro di accelerazione e spostamento. In particolare i periodi effettivi, gli spostamenti capaci e i coefficienti di taglio alla base considerati, sono pari a quelli medi di classe (espressi nelle tabelle dei precedenti paragrafi). Lo spettro di riferimento è quello fornito dalla OPCM 3431/2005 con suolo di tipo B e PGA pari a 0.35g. In questo caso la richiesta di spostamento è valutata in modo deterministico attraverso il coefficiente di trasformazione C_r medio senza considerare ulteriori variazioni dello stesso.

In seguito sono riportati gli andamenti di richiesta (domanda) e capacità di spostamento per entrambe le direzioni e per le classi gravitazionale e simisca con $c=0.05g$. In particolare in figura 17 sono riportati gli andamenti di domanda e capacità per la classe di progettazione gravitazionale e tutte le classi di altezza.

Dalla figura 17 si nota immediatamente che al contrario della direzione trasversale, quella longitudinale è sempre verificata per il valore di PGA fissato. La capacità di spostamento in direzione longitudinale mostra un andamento quasi linearmente crescente. In quella trasversale l'andamento dello spostamento capace è molto influenzato dalla presenza del vano scala che soprattutto per in piani bassi porta a notevoli controtendenze. Per quanto riguarda la richiesta di spostamento, che dipende

in maniera diretta dal periodo effettivo delle strutture, si noti come l'andamento sia lineare fino ad un certo valore delle altezze e successivamente diventi costante.

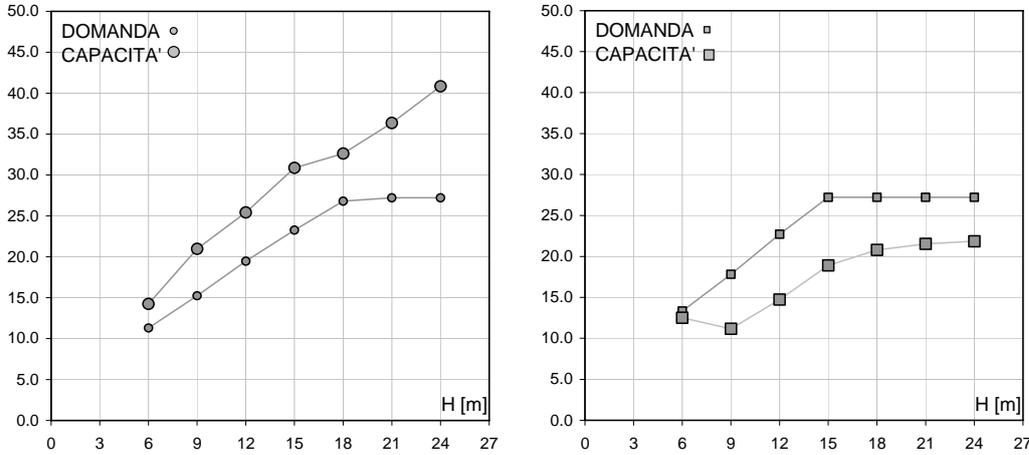


Figura 17 – Domanda-Capacità – classe grav.- Dir. Longitudinale. (a)- Trasversale (b)

Questi andamenti sono dati evidentemente dalla forma spettrale e dal valore di periodo effettivo. In particolare se il periodo è compreso tra 0.5sec e 2.0sec. l'andamento è di tipo lineare mentre se supera i 2.0sec. la richiesta diventa costante. La richiesta di spostamento segue in pratica i valori di periodi medi di classe infatti si noti come la richiesta in direzione trasversale sia maggiore essendo questa la più deformabile. Considerando la classe di progettazione di tipo sismico con $c=0.05g$ gli andamenti (figura 18) della domanda e della capacità, specie nella direzione trasversale, sono nettamente differenti rispetto al caso precedente.

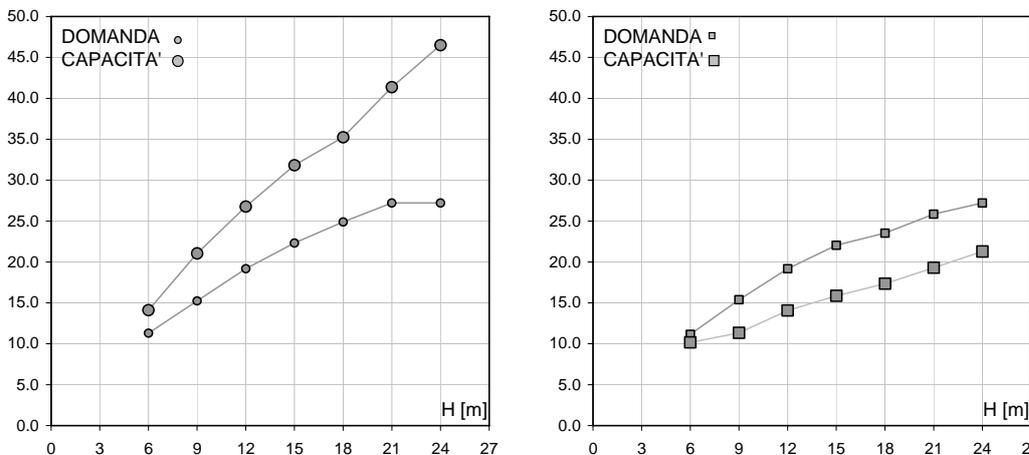


Figura 18 – Domanda-Capacità – classe $c=0.05$.- Dir. Longitudinale. (a)- Trasversale (b)

La direzione longitudinale continua ad essere sempre verificata anche se la domanda di spostamento è maggiore nella direzione longitudinale. La capacità di spostamento della direzione trasversale, rispetto al caso gravitazionale diventa crescente quasi linearmente anche se in minima parte si registra il contributo del vano scala che porta l'edificio di due piani ad avere un coefficiente di sicurezza maggiore rispetto le altre classi di piani. I coefficienti di sicurezza valutati per entrambe le classi di progettazione sono riportati nel grafico di figura 19.

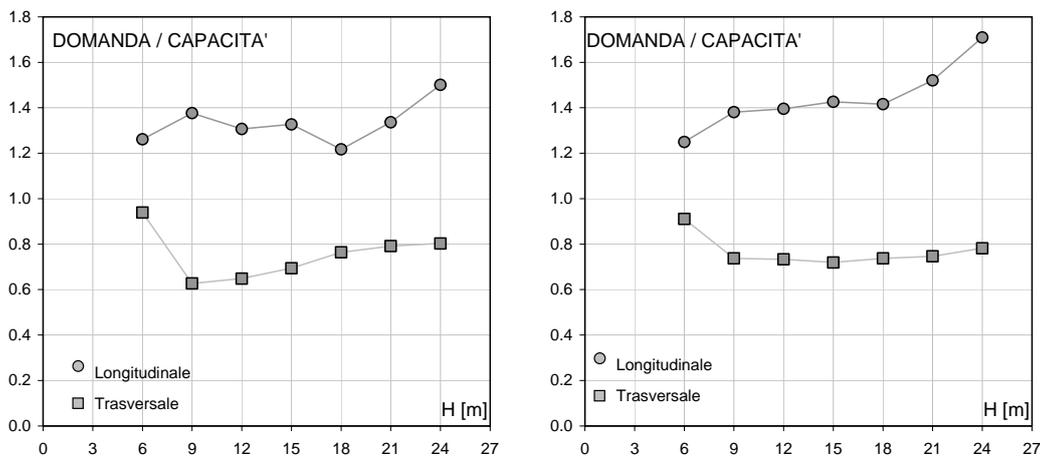


Figura 19 – Coefficiente di sicurezza – classe gravitazionale (a) – classe sismica $c=0.05$ (b)

Per entrambi i tipi di progettazione, in direzione trasversale l'edificio di 2 piani risulta essere quello con un grado di sicurezza maggiore rispetto le altre classi di piani. Dal 3 piani in poi per progettazione di tipo gravitazionale il grado di sicurezza aumenta in maniera poco marcata senza riuscire a raggiungere il livello di sicurezza dell'edificio di 2 piani. Per progettazione di tipo sismico il livello di sicurezza si mantiene costante e mediamente inferiore al 15% rispetto l'edificio più "sicuro". In direzione longitudinale tutte le classi sono verificate. Per progettazione di tipo sismico il grado di sicurezza aumenta all'aumentare del numero dei piani e l'edificio di 2 piani risulta essere quello avente un grado di sicurezza minore.

CAPITOLO V

LE CURVE DI FRAGILITA' DI CLASSE

5.1 LA POPOLAZIONE DEGLI EDIFICI - SIMULAZIONE

Nel capitolo precedente sono stati osservati i risultati ricavati sul piano degli esperimenti (DOE), ovvero sul calcolo rigoroso degli edifici con i valori medi dei materiali e delle rotazioni. Appare chiaro, anche riferendosi ai risultati ottenuti sul singolo edificio (CAP III), che volendo valutare delle curve di fragilità è necessario considerare l'incertezza legata sia al modello non lineare che alla variazione di richiesta di spostamento. Inoltre rispetto a quanto già visto per il singolo edificio, in questo caso si considera una variabilità aggiuntiva che è quella connessa alla popolazione di edifici. Per questi motivi, nelle calcolazioni che seguono, si sono considerate variabili le proprietà dei materiali e delle rotazioni limite ai fini della valutazione della capacità di classe. In particolare con riferimento ai materiali si sono considerate per il calcestruzzo delle tensioni di rottura cubiche pari di 15.0 , 25.0 e 35.0 MPa, mentre per l'acciaio si sono presi in considerazione dei valori pari a 280 , 360 e 400 MPa. Per le rotazioni limite si è fatto riferimento ai valori medi con una variazione del 15% per la rotazione di yielding e del 30% per quella ultima. Naturalmente ai fini del calcolo della capacità delle strutture oggetto di studio, questi valori sono stati distribuiti lungo delle PDF di probabilità ed attraverso delle simulazioni tipo MonteCarlo si sono valutati gli effettivi valori di capacità che tengono in conto delle incertezze appena menzionate così come è già stato discusso nel CAP II. Le curve di fragilità che di seguito verranno mostrate, per semplicità sono valutate su uno spettro compatibile a quello Normativo [6],[7] con suolo di tipo B. Ogni curva è funzione della classe che come visto è identificata dalla morfologia (in questo caso rettangolare), dall'altezza (ovvero numero di piani) e della classe di progettazione (gravitazionale, sismica $c=0.05g$, sismica $c=0.07g$, sismica $c=0.1g$).

5.2 INCERTEZZE LEGATE ALLE CURVE DI FRAGILITÀ

Si vuole di seguito investigare sull'influenza dei parametri di domanda e di capacità nella valutazione delle curve di fragilità. Si considera quindi una classe di 3 piani per progettazione di tipo *gravitazionale*. La popolazione di edifici ipotizzata, e su cui verranno effettuati i lanci pseudo casuali, ha delle distribuzioni di frequenza di L_x ed L_y , di tipo uniforme. In generale, volendo analizzare un caso reale, le distribuzioni degli edifici sono direttamente desumibili dall'osservazione della zona oggetto di studio. La valutazione delle curve di fragilità verrà effettuata considereranno 4 modelli distinti in cui le curve di fragilità sono valutate:

- Senza considerare l'incertezza della domanda e capacità (MOD 1)
- Considerando solo l'incertezza della capacità (MOD 2)
- Considerando solo l'incertezze della domanda (MOD 3)
- Considerando l'incertezza della domanda e della capacità (MOD 4)

5.2.1 Curve di fragilità secondo mod 1

In questo caso, la curva di fragilità è valutata senza considerare le incertezze legate alla capacità ed alla domanda. In definitiva per quanto riguarda la capacità si considerano i valori derivati dal DOE del CAP IV con proprietà dei materiali medi e rotazioni plastiche medie. Per quanto riguarda la domanda di spostamento anelastica, questa sarà considerata di tipo deterministico senza valutare il corrispondente coefficiente di variazione COV_{C_R} . Le curve di fragilità in entrambe le direzioni secondo queste ipotesi sono mostrate nella figura 1, mentre il valore di PGA mediano con i relativi coefficienti di variazione è riportato nella tabella 1. Per le ipotesi fatte, la variazione delle curve di fragilità che si osserva è data in questo caso solo dalla distribuzione della popolazione. Da quanto già osservato nel CAP IV in termini di parametri di capacità, si noti la conferma che la direzione trasversale risulta più vulnerabile possedendo una PGA mediana notevolmente più bassa a parità di coefficiente di variazione.

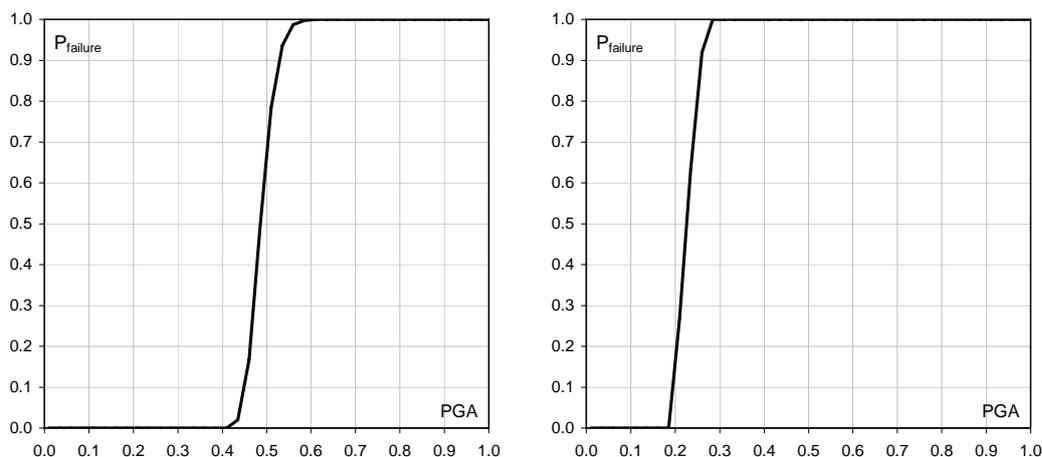


Figura 1 – Curve di fragilità MOD 1 – Longitudinale (a) – Trasversale (b)

Longitudinale		Trasversale	
PGA _m	β	PGA _m	β
0.490	0.080	0.229	0.075

Tabella 1 – Parametri curva di fragilità MOD 1

5.2.2 Curve di fragilità secondo mod 2

Si passa ora alla valutazione delle curve di fragilità secondo le ipotesi del modello 2. In particolare per quanto riguarda la capacità si considera l'incertezza legata al modello non lineare data dalla variazione delle proprietà dei materiali e delle rotazioni plastiche così come definita nei capitoli precedenti. Per quanto riguarda la domanda sismica in spostamento si continua a considerare l'ipotesi deterministica senza variazione di richiesta. Le curve di fragilità calcolate in questa maniera e confrontate con il modello del paragrafo precedente sono di seguito rappresentate in figura 2. I valori mediani di PGA e i coefficienti di variazione delle curve di fragilità appena calcolate sono rappresentati per entrambe le direzioni nelle tabelle 2 e 3. Si noti come sia ampiamente aumentato il coefficiente di variazione delle curve considerando semplicemente l'incertezza dovuta al modello non lineare. Inoltre l'importanza nell'aver considerato la variabilità della capacità di spostamento delle strutture è data proprio dai valori ricavati per le curve di fragilità che, per PGA

comprese tra 0.3g e 0.4g, in direzione longitudinale ed 0.1g e 0.2g per quella trasversale, risultano essere più fragili.

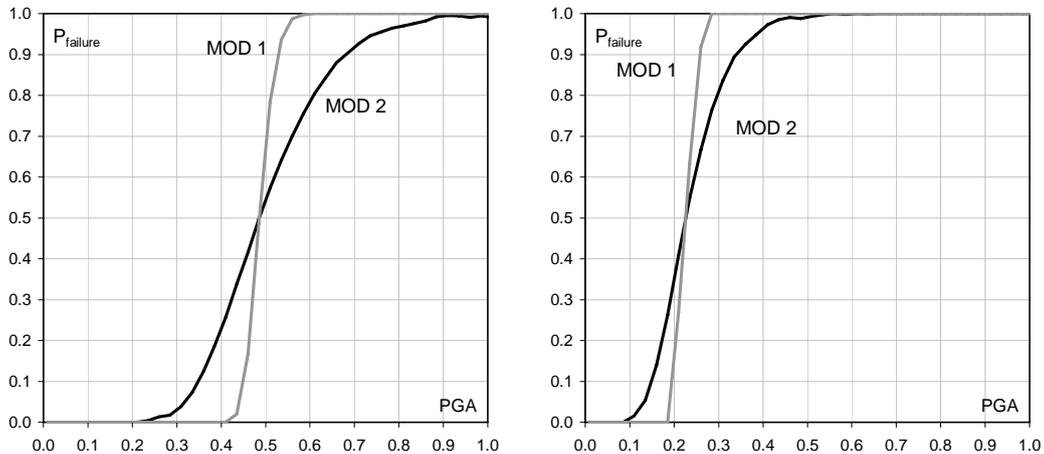


Figura 2 – Curve di fragilità MOD 2 – Longitudinale (a) – Trasversale (b)

MOD 1		MOD 2	
PGA _m	β	PGA _m	β
0.490	0.080	0.490	0.30

Tabella 2 – Parametri curva di fragilità MOD 2 - Direzione Longitudinale

MOD 1		MOD 2	
PGA _m	β	PGA _m	β
0.229	0.080	0.229	0.30

Tabella 3 – Parametri curva di fragilità MOD 2 - Direzione Trasversale

5.2.3 Curve di fragilità secondo mod 3

Le ipotesi fatte sul modello 3 sono quelle di valutazione della curva di fragilità di classe considerando solo la variazione dettata dalla richiesta di spostamento anelastico tramite l'introduzione del coefficiente di variazione COV C_R . In questo caso quindi, la variazione dettata dalla capacità di spostamento è nulla considerando i soli spostamenti capaci medi relativi al DOE del capitolo IV.

Le curve di fragilità calcolate in questo modo e confrontate con i modelli dei paragrafi precedenti sono di seguito rappresentate in figura 3.

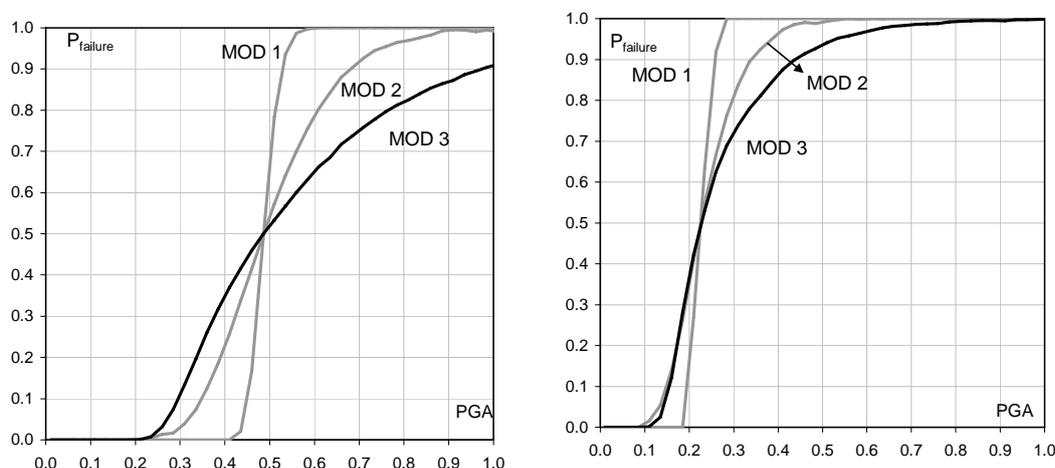


Figura 3 – Curve di fragilità MOD 3 – Longitudinale (a) – Trasversale (b)

MOD 2		MOD 3	
PGA _m	β	PGA _m	β
0.490	0.30	0.490	0.43

Tabella 4 – Parametri curva di fragilità MOD 3 - Direzione Longitudinale

MOD 2		MOD 3	
PGA _m	β	PGA _m	β
0.229	0.30	0.229	0.45

Tabella 5 – Parametri curva di fragilità MOD 3 - Direzione Trasversale

In direzione trasversale pur aumentando in maniera consistente il coefficiente di variazione, la probabilità di collasso per PGA comprese tra 0.1g e 0.2g non è cambiata particolarmente. In direzione longitudinale invece, la variazione della curva di fragilità porta a strutture con probabilità di collasso superiori ammettendo anche il raggiungimento del collasso a 0.2g (seppur con probabilità ridotta). Naturalmente la direzione trasversale continua ad essere quella più vulnerabile.

5.2.4 Curve di fragilità secondo mod 4

Il calcolo delle curve di fragilità in quest’ultima ipotesi è quella relativa al modello 4, ovvero al modello completo che considera sia la variazione della capacità che quella di domanda sismica di spostamento.

Le curve di fragilità calcolate in questo modo e confrontate con i modelli dei paragrafi precedenti sono di seguito rappresentate in figura 4.

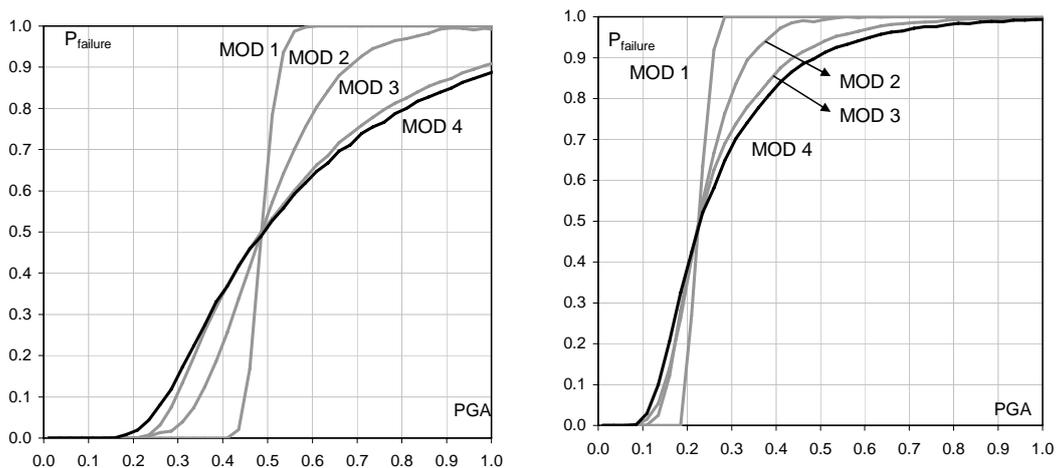


Figura 4 – Curve di fragilità MOD 4 – Longitudinale (a) – Trasversale (b)

MOD 3		MOD 4	
PGA _m	β	PGA _m	β
0.490	0.43	0.490	0.55

Tabella 6 – Parametri curva di fragilità MOD 4 - Direzione Longitudinale

MOD 3		MOD 4	
PGA _m	β	PGA _m	β
0.229	0.45	0.229	0.55

Tabella 7 – Parametri curva di fragilità MOD 4 - Direzione Trasversale

Considerando tutte le variabilità connesse sia alla capacità che alla domanda si noti come le curve di fragilità presentino edifici più vulnerabili in entrambe le direzioni principali degli edifici. Risulta quindi importante valutare le incertezze legate tanto alla capacità che alla domanda di spostamento. Infine confrontando il modello 1 con il modello 4 si noti come la popolazione di edifici della classe offra una esigua

variabilità della curva di fragilità. Questa affermazione è ancora più marcata se si confrontano le curve di fragilità del singolo edificio (CAP III) con quelle appena calcolate (figura 5).

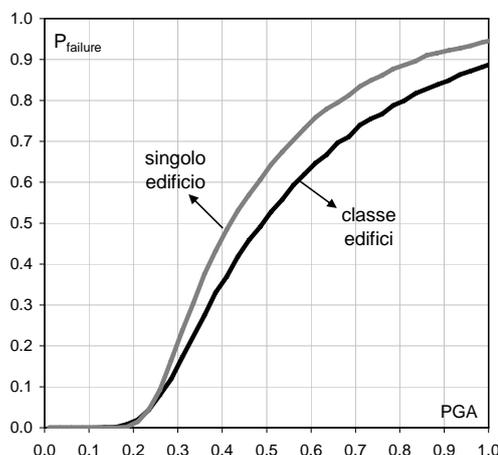


Figura 5 – Curve di fragilità – confronto classe/singolo edificio

Lo scostamento tra le due curve è evidentemente dato dal differente valor mediano di richiesta e capacità dell'edificio singolo rispetto alla classe di edifici. Il coefficiente di variazione della curva di fragilità del singolo edificio è pari a 0.50 (CAP III - par. 3.6). Quello della classe è pari a 0.55. La differenza tra i due esprime proprio la variabilità esercitata dalla popolazione di edifici rispetto il singolo edificio. In ogni caso, si osserva come l'errore che si può commettere nella valutazione della probabilità di collasso sia al massimo dell'ordine del 10%.

5.3 VALUTAZIONE SEMPLIFICATA DELLE CURVE DI FRAGILITÀ

La curva di fragilità ricavata in modo rigoroso nel paragrafo 5.2.4 può essere anche valutata in maniera approssimata senza dover necessariamente ricorrere alla procedura completa illustrata nel capitolo II. Infatti, utilizzando le formulazioni approssimate di periodo effettivo, accelerazione anelastica e spostamento capace ricavate nel capitolo III, e data una distribuzione di frequenza delle dimensioni globali degli edifici da analizzare, è possibile calcolare la vulnerabilità di classe in maniera molto rapida. In particolare ci si riferisce alle formulazioni (4.18) e (4.19) del periodo effettivo ed a quelle di accelerazione anelastica capace (4.24) e (4.25) in

funzione dell' altezza e della superficie di impalcato dell'edificio. Per lo spostamento capace si fa riferimento alle formulazioni (4.35) e (4.36) in funzione del periodo effettivo ricavato attraverso le (4.18) e (4.19). Per tenere in conto della variazione dei parametri di capacità al variare delle strutture appartenenti alla classe, e tenendo presente che la variazione del modello non lineare mostra una certa influenza per quanto riguarda la variazione della curva di fragilità, il valore fornito dalle (4.35) e (4.36) dello spostamento capace viene distribuito come media di una funzione LogNormale con deviazione pari al 30%.

La curva di fragilità valutata in maniera approssimata dell'edificio di classe 3 piani per progettazione di tipo gravitazionale, è ricavata sulla stessa distribuzione di popolazione degli edifici presenti in 5.2 e con le stesse ipotesi di spettro di accelerazione allo stato limite di collasso.

Le formulazioni cui si fa riferimento in questo caso per la determinazione dei valori di capacità della classe di edifici da analizzare sono di seguito mostrate. In particolare per il periodo effettivo si considerano rispettivamente per la direzione longitudinale e quella trasversale le (5.1) e le (5.2).

$$T_g = 0.097 H^{0.78} S^{0.14} \quad (5.1)$$

$$T_g = 0.034 H^{0.74} S^{0.38} \quad (5.2)$$

Per il coefficiente di taglio alla base si considerano le (5.3) e (5.4) rispettivamente per la direzione longitudinale e trasversale.

$$C_{s_g} = 1.70 H^{-0.71} S^{-0.16} \quad (5.3)$$

$$C_{s_g} = 14.8 H^{-0.76} S^{-0.63} \quad (5.4)$$

Infine per lo spostamento capace si valutano le (5.5) e (5.6) per la direzione longitudinale e trasversale ricordando che per tenere in conto della variazione legata al modello non lineare, queste ultime rappresentano la media di una distribuzione LogNormale di deviazione pari al 30%.

$$Cd_g = 18.04T^{0.92} \quad (5.5)$$

$$Cd_g = 11.01T^{0.65} \quad (5.6)$$

Le curve di fragilità in entrambe le direzioni confrontate con quelle rigorose sono mostrate in figura 5.

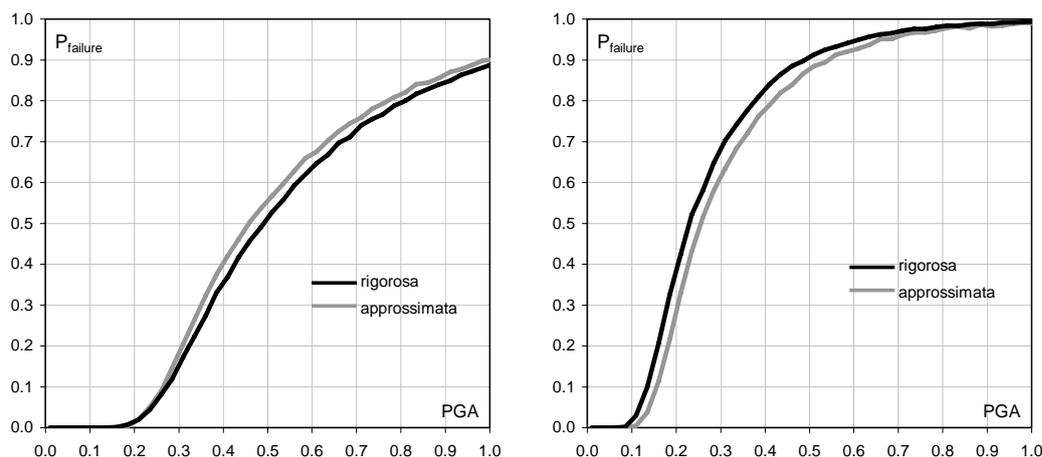


Figura 6 – Curve di fragilità approssimate – Longitudinale (a) – Trasversale (b)

Dalla figura 5 si noti come la curva calcolata tramite il procedimento approssimato ricalchi in maniera soddisfacente (visto le semplificazioni fatte) quella valutata con il procedimento rigoroso. Nel paragrafo successivo si calcoleranno le curve di fragilità di tutte le classi considerate confrontandole anche con quelle ricavate in maniera semplificata.

5.4 VALUTAZIONE DELLE CURVE DI FRAGILITÀ DI CLASSE

Secondo quanto esposto nei paragrafi precedenti vengono valutate le curve di fragilità di tutte le 28 classi considerate. In particolare il calcolo sarà condotto considerando tutte le incertezze legate sia alla capacità che alla domanda considerando la popolazione degli edifici distribuita in modo uniforme e compatibile con l'estensione del DoE. Le curve di fragilità a classi di piani prefissati e a tipologia di progettazione variabile per entrambe le direzioni principali degli edifici valutate in questo modo saranno contemporaneamente confrontate con quelle

ricavate in maniera approssimata utilizzando le formulazioni riportate nelle tabelle 8 e 9.

$$T = \alpha H^\beta S^\gamma, C_s = \alpha H^\beta S^\gamma, C_d = \alpha T^\beta$$

DIREZIONE LONGITUDINALE												
	Gravitazionale			Sismico c=0.05			Sismico c=0.07			Sismico c=0.10		
	α	β	γ									
T	0.097	0.78	0.14	0.124	0.72	0.12	0.148	0.68	0.10	0.173	0.64	0.07
Cs	1.70	-0.71	-0.16	0.745	-0.44	-0.10	0.612	-0.36	-0.09	0.523	-0.30	-0.06
Cd	18.04	0.92	-	18.00	1.15	-	18.16	1.23	-	19.24	1.24	-

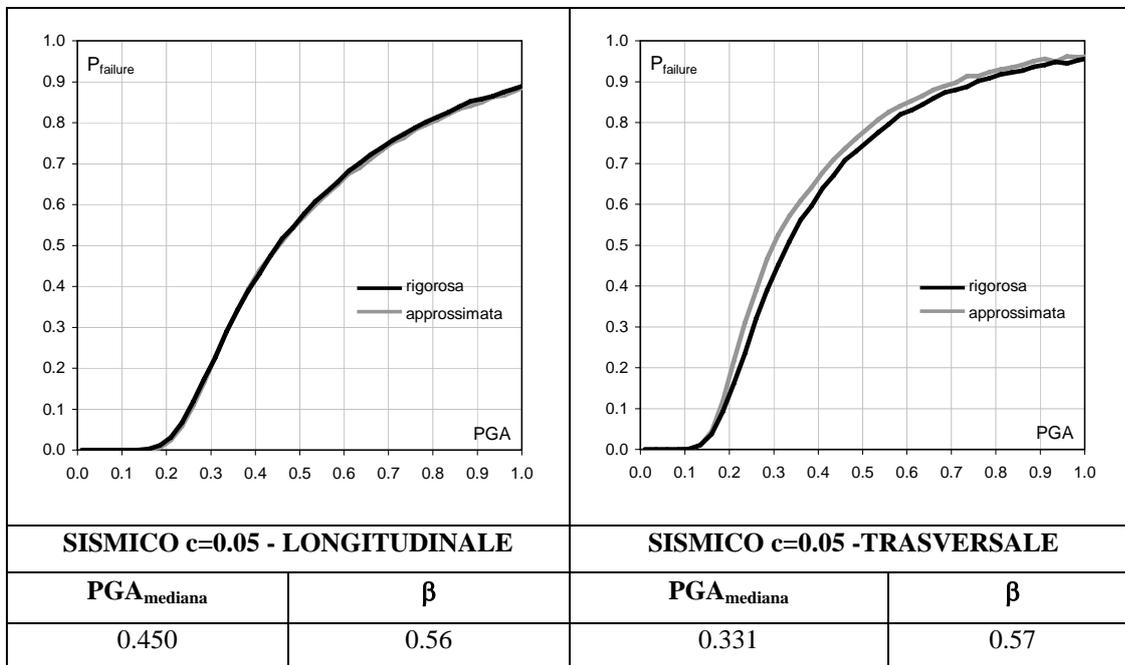
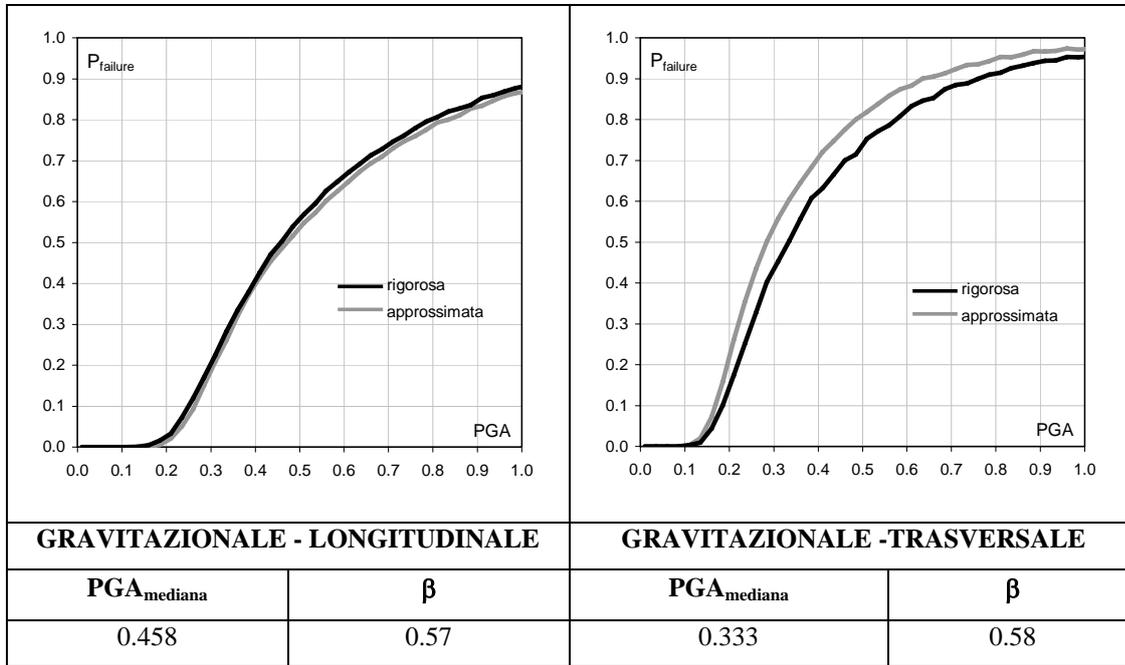
Tabella 8 – Formulazioni semplificate – Direzione Longitudinale

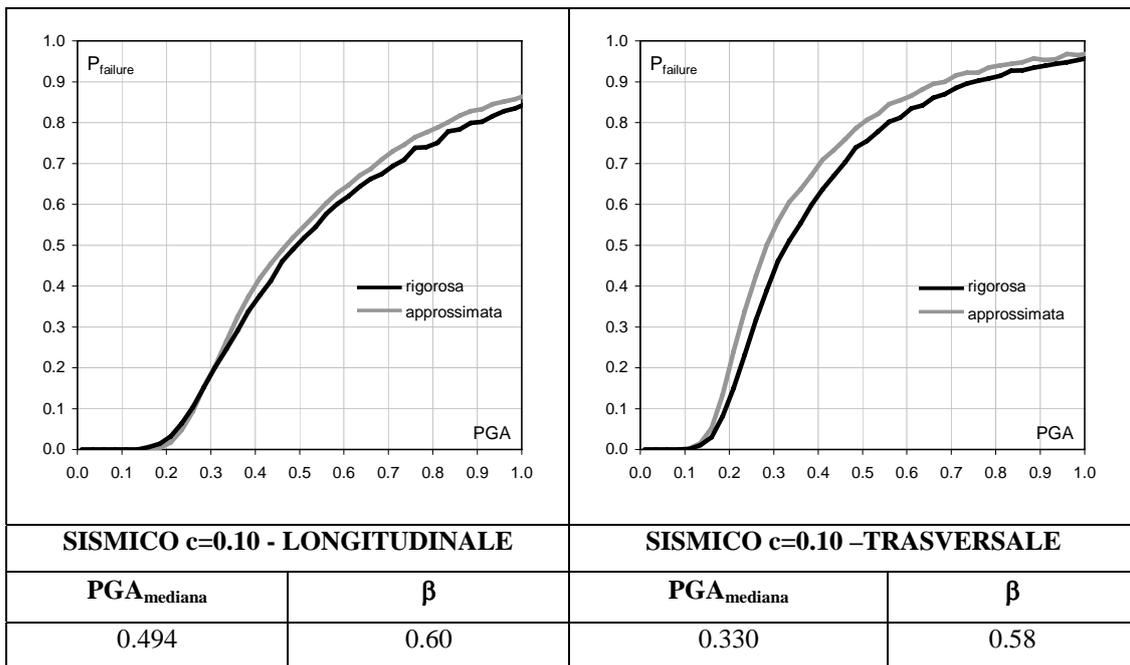
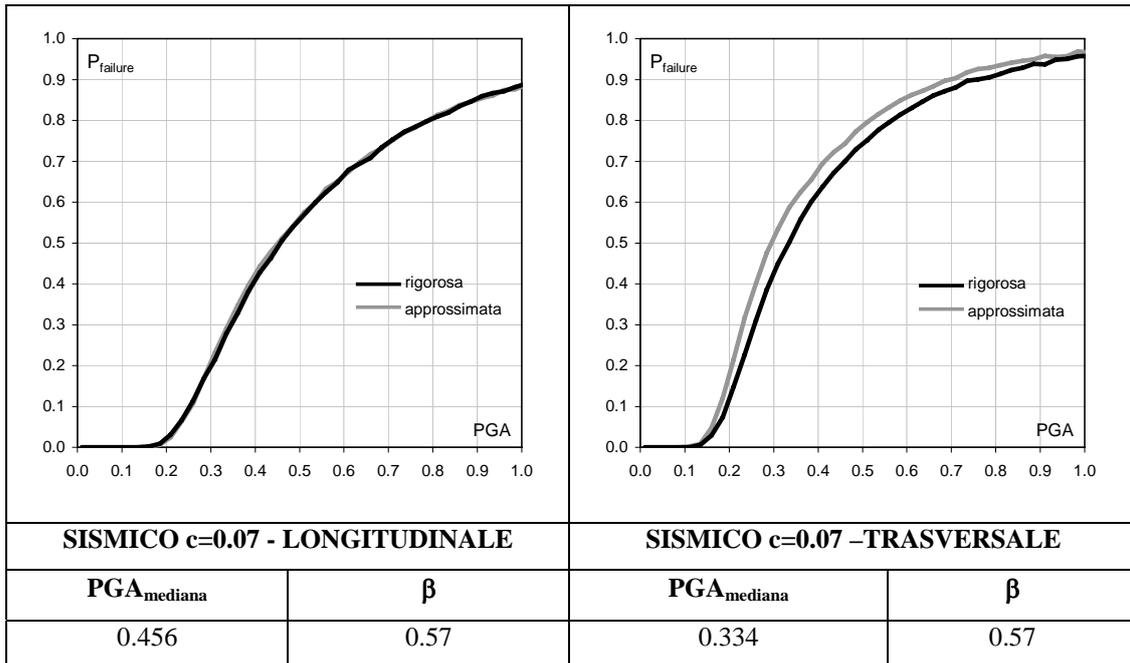
DIREZIONE TRASVERSALE												
	Gravitazionale			Sismico c=0.05			Sismico c=0.07			Sismico c=0.10		
	α	β	γ									
T	0.034	0.74	0.38	0.122	0.65	0.14	0.139	0.62	0.13	0.163	0.57	0.11
Cs	14.8	-0.76	-0.63	1.57	-0.50	-0.25	1.08	-0.39	-0.21	0.667	-0.28	-0.15
Cd	11.01	0.65	-	11.22	0.79	-	11.20	0.87	-	11.12	1.02	-

Tabella 9 – Formulazioni semplificate – Direzione Trasversale

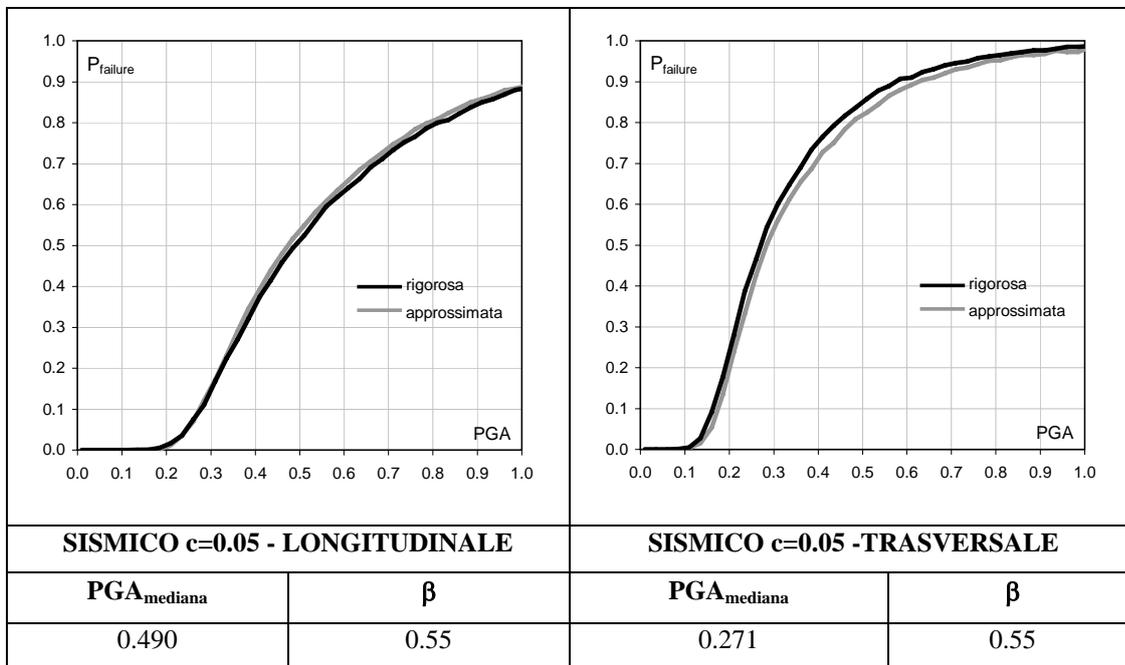
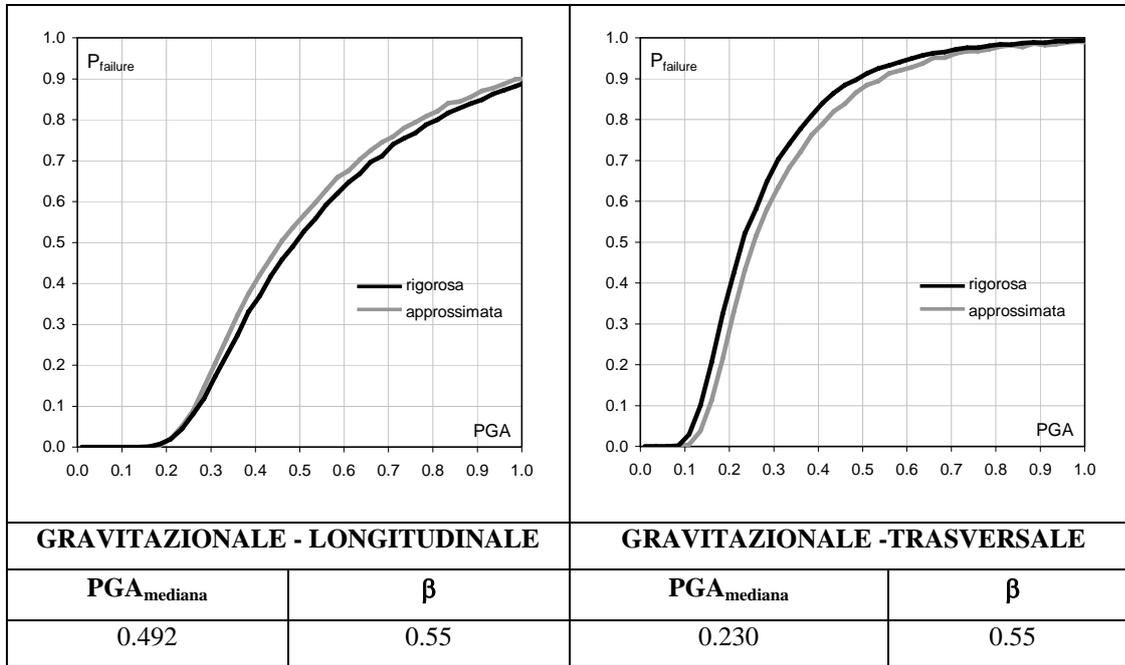
Le curve di fragilità sono rappresentate nei paragrafi successivi e per semplicità sono state divise nei diversi sottoparagrafi in classi di altezze. I valori tabellati di PGA mediana e coefficienti di variazione si riferiscono alle curve di fragilità calcolate in maniera rigorosa.

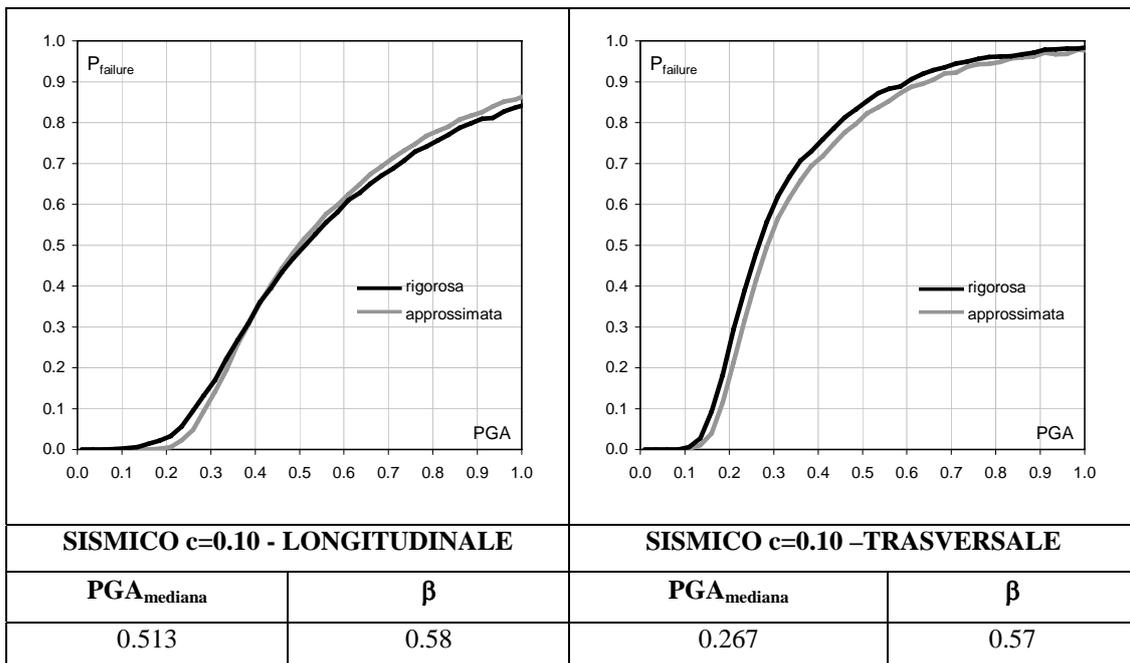
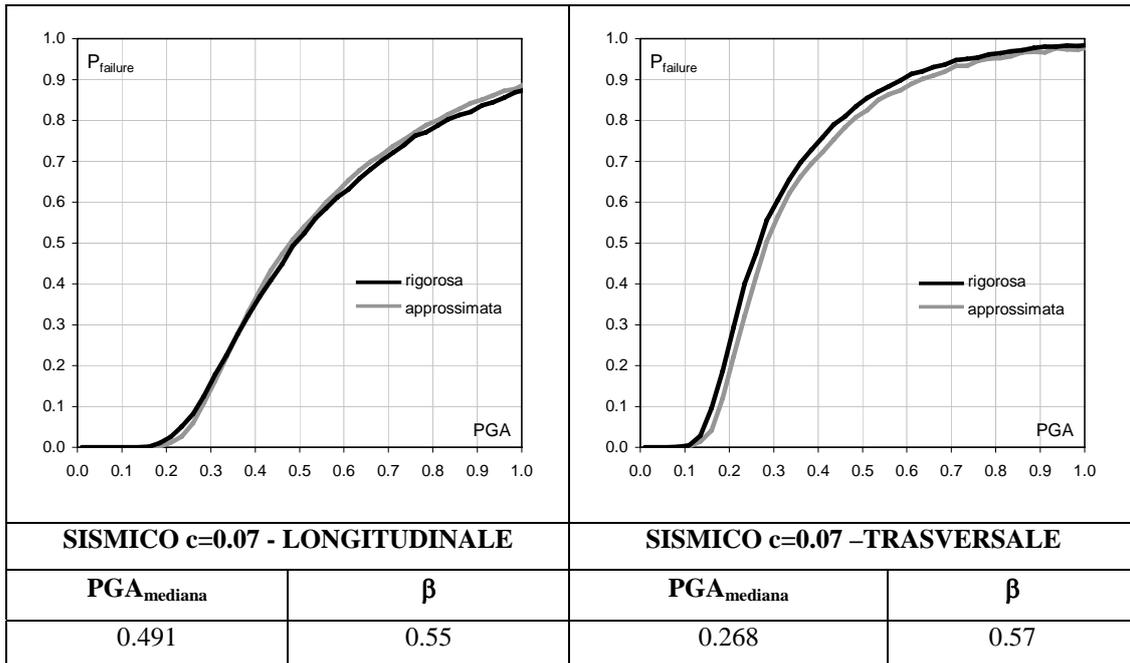
5.4.1 CLASSE 2 PIANI



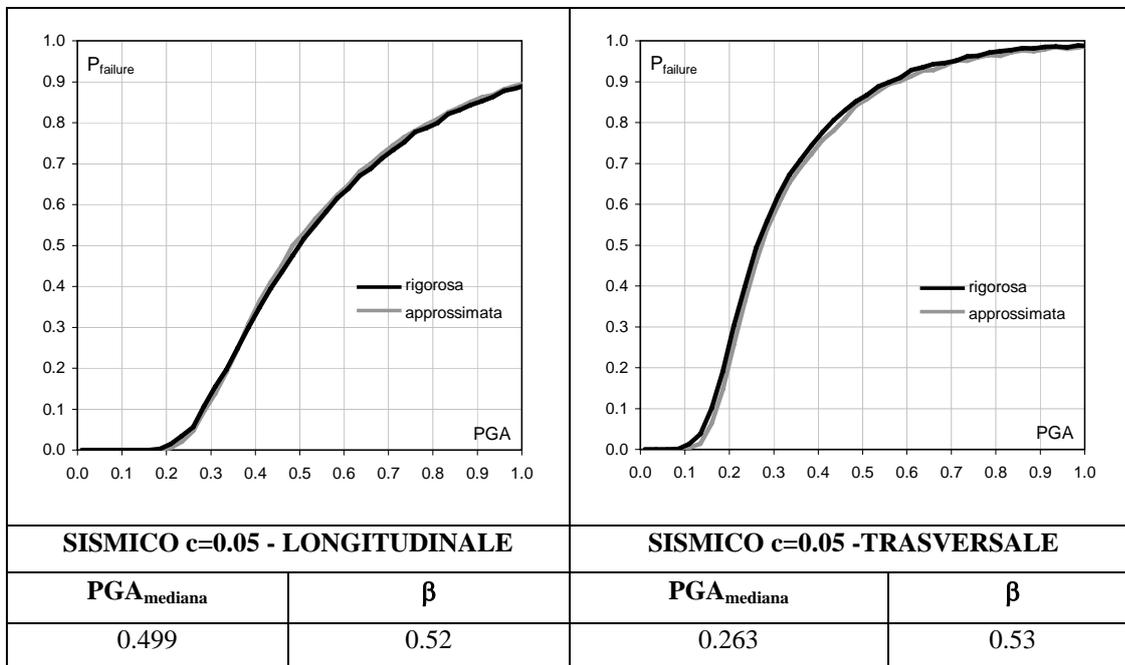
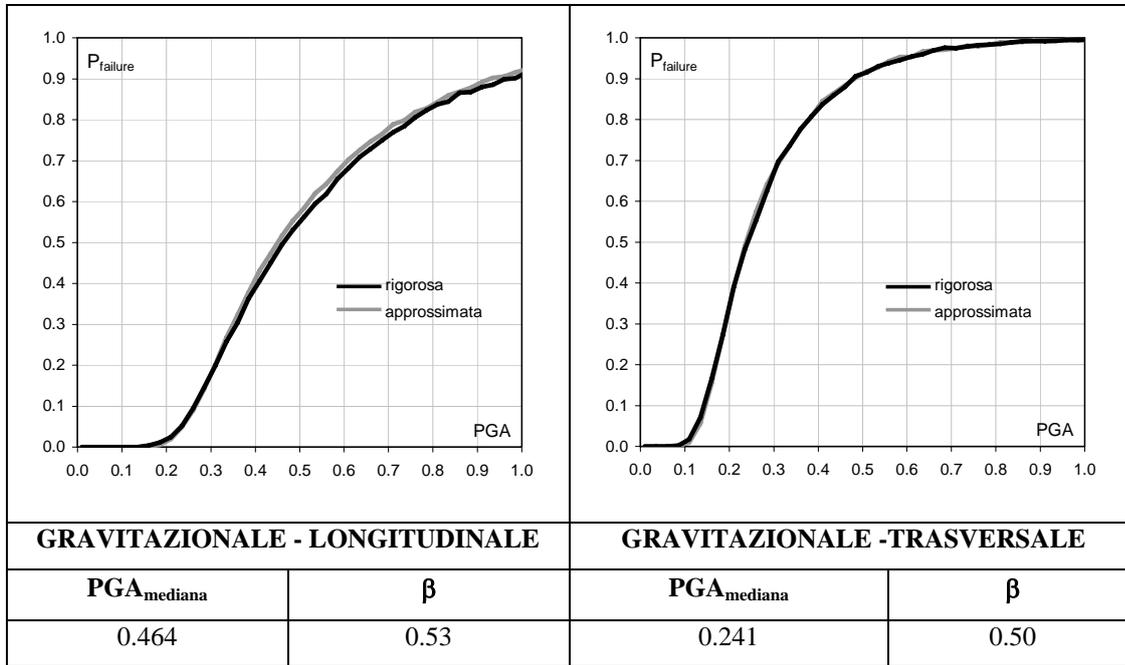


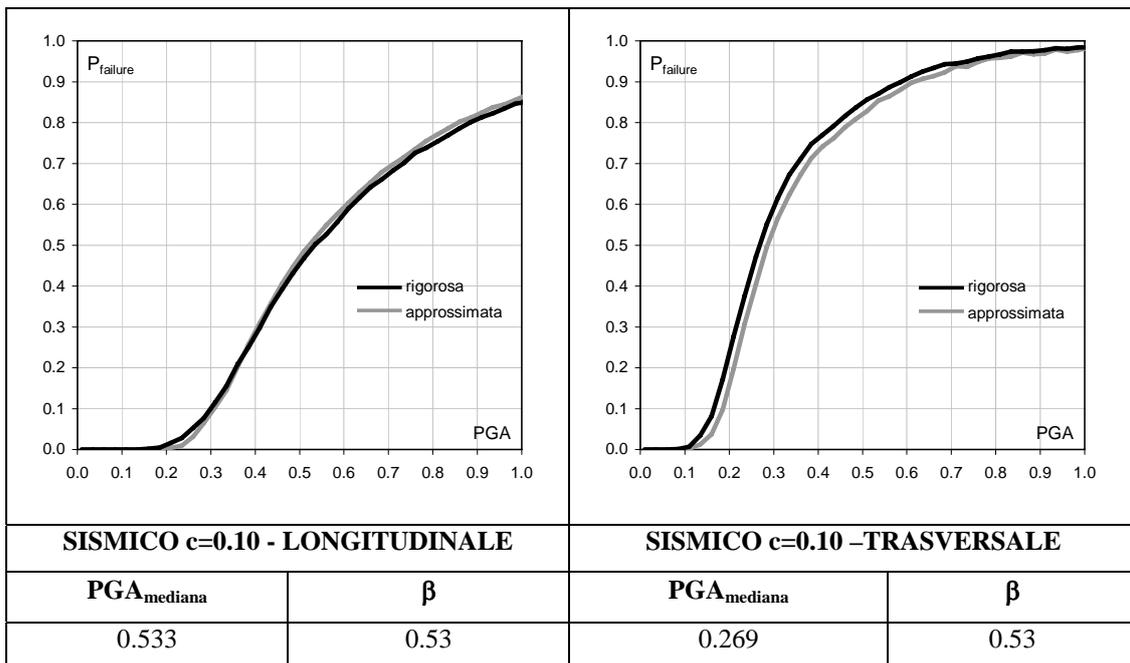
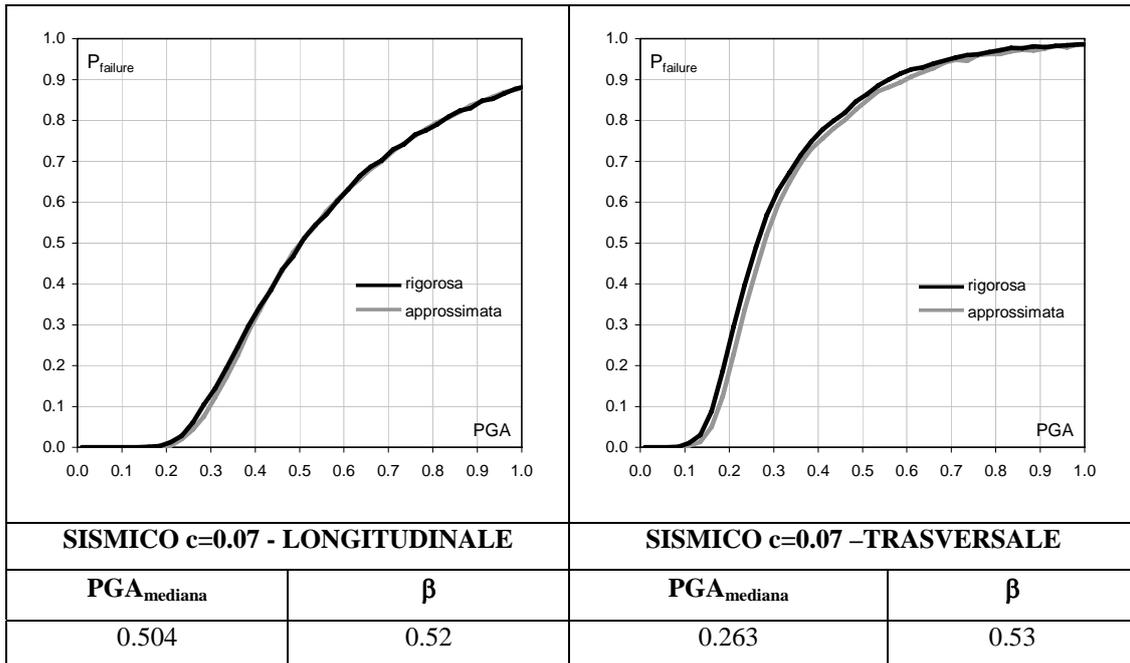
5.4.2 CLASSE 3 PIANI



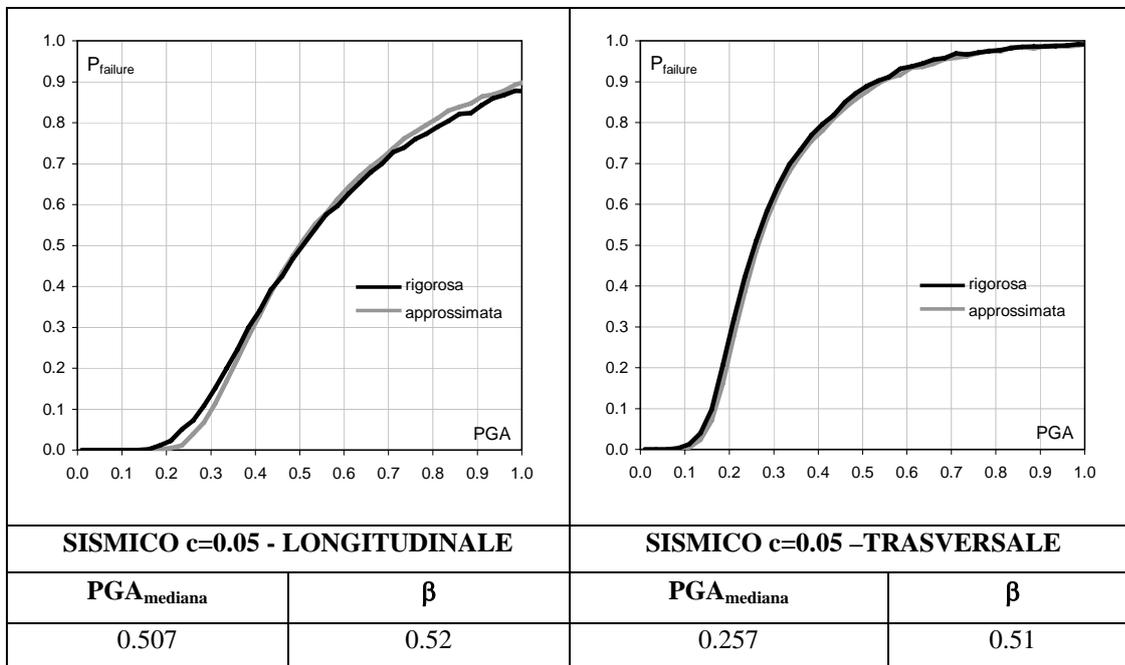
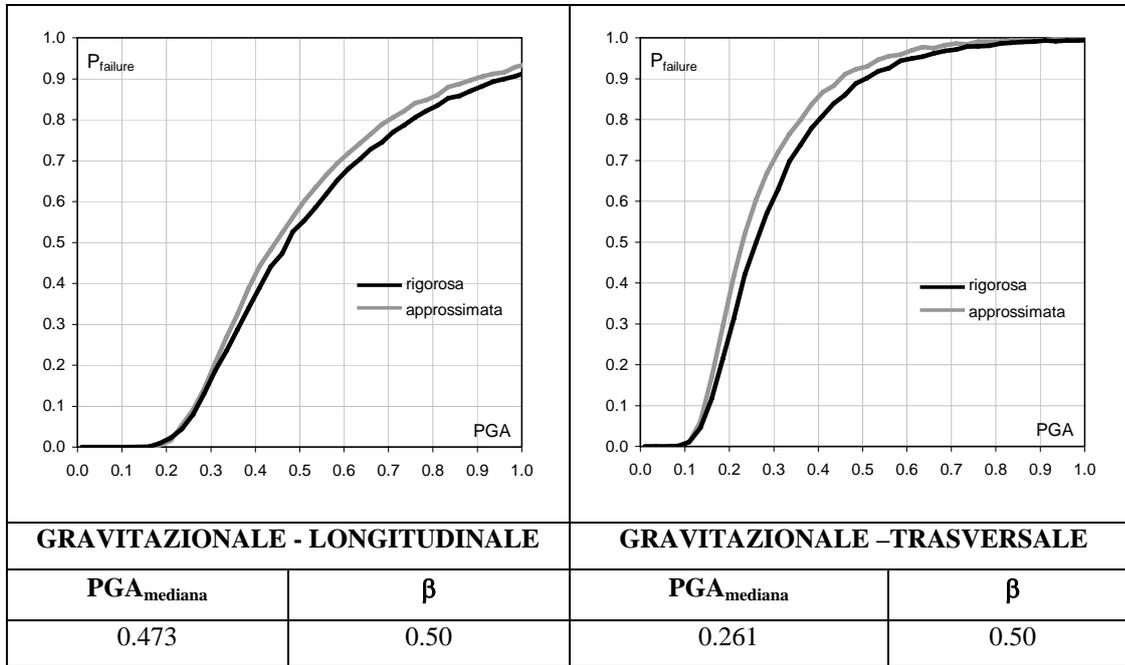


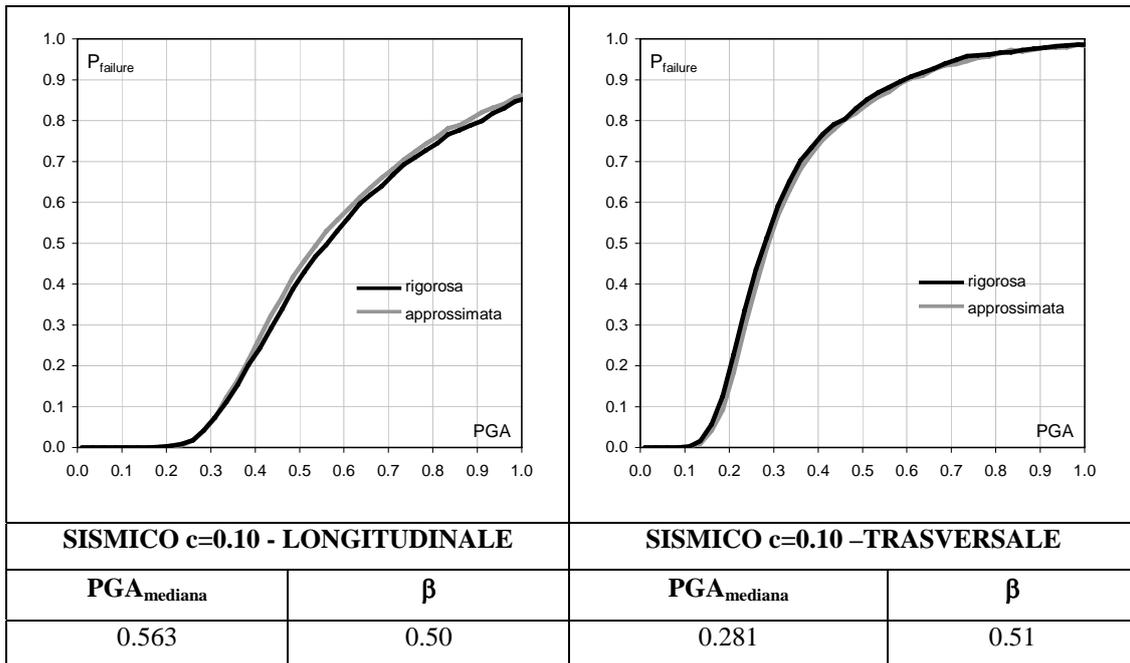
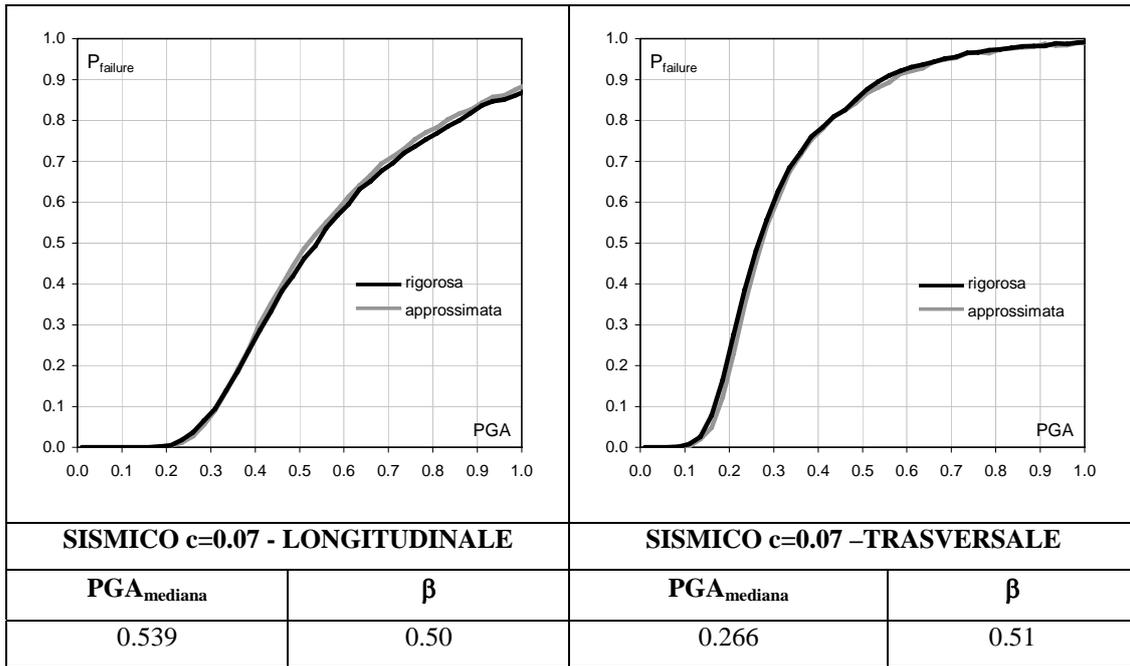
5.4.3 CLASSE 4 PIANI



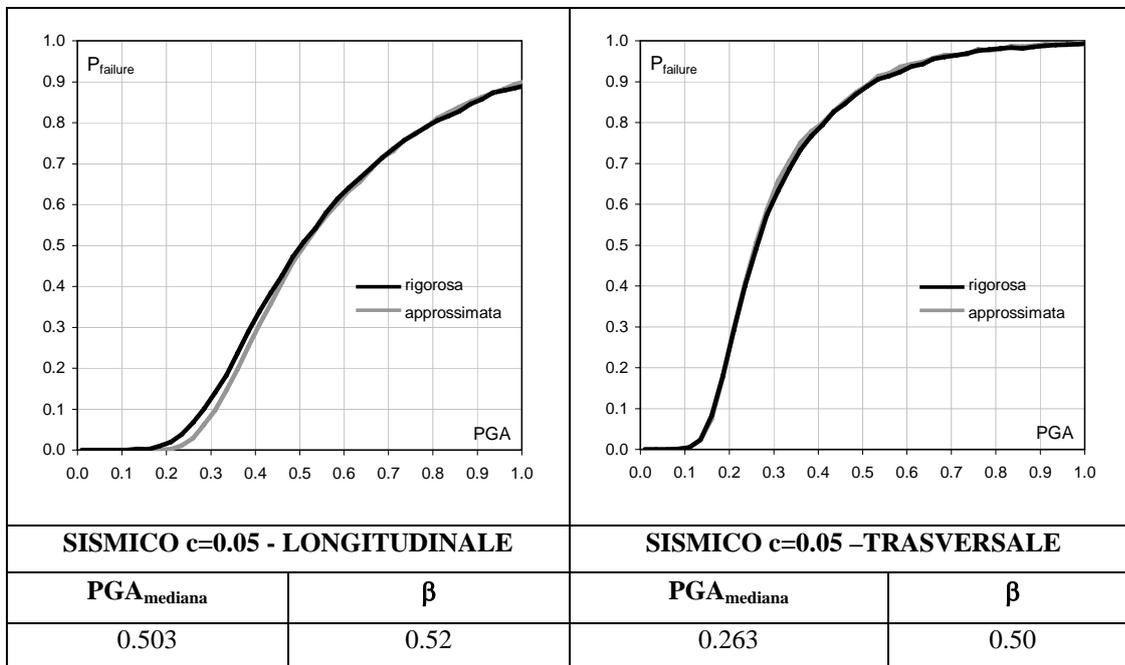
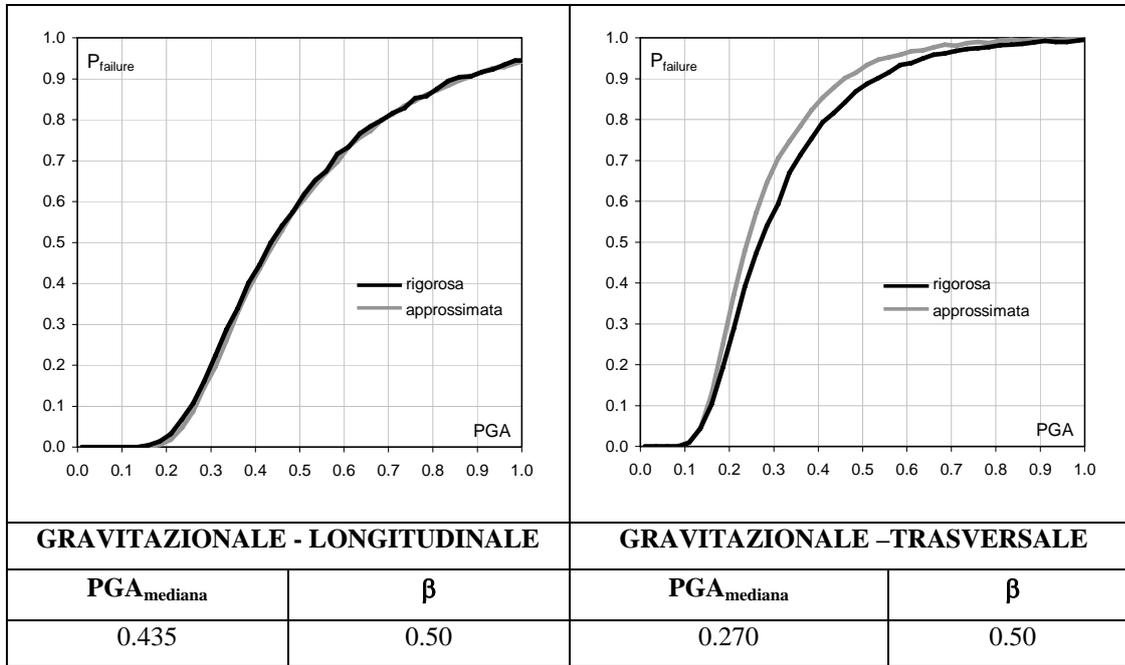


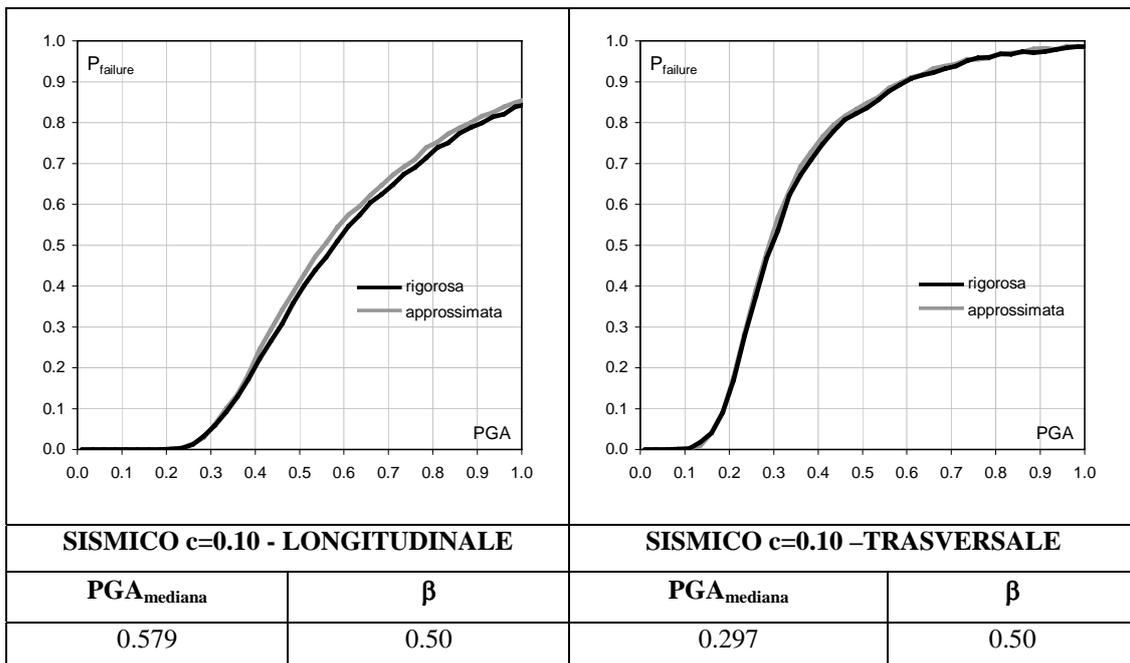
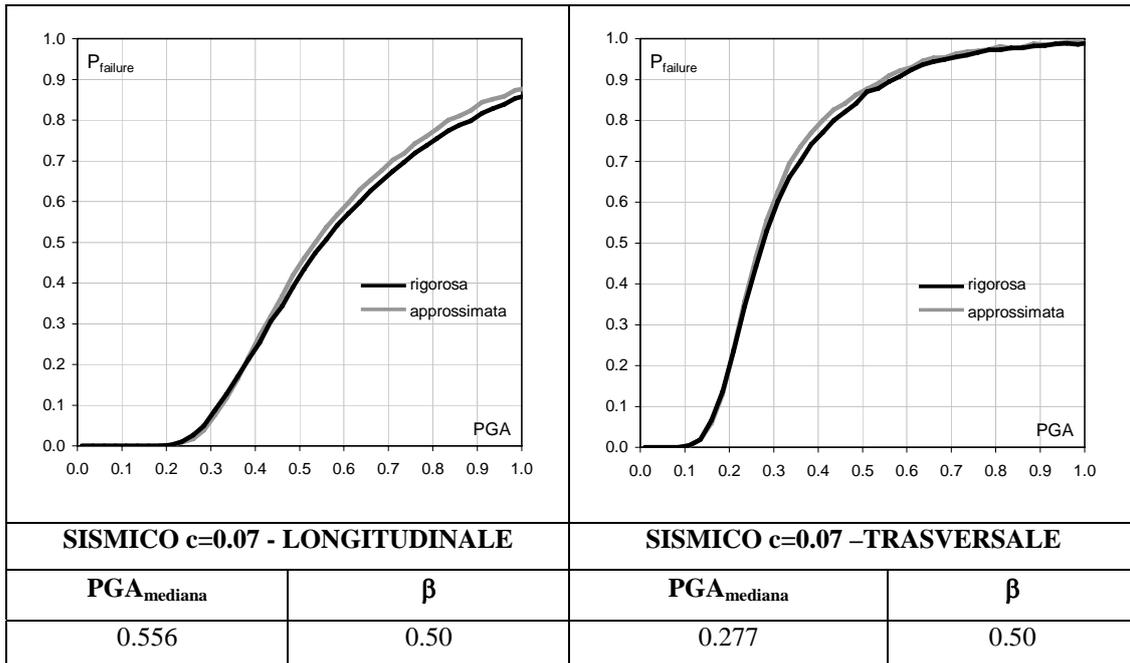
5.4.4 CLASSE 5 PIANI



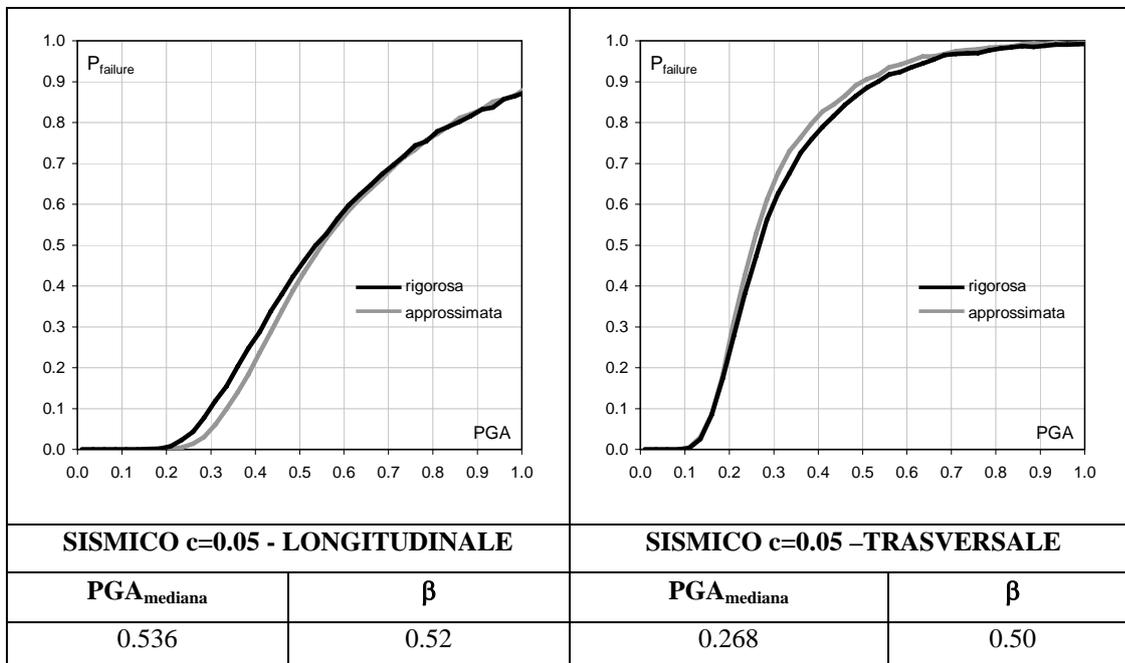
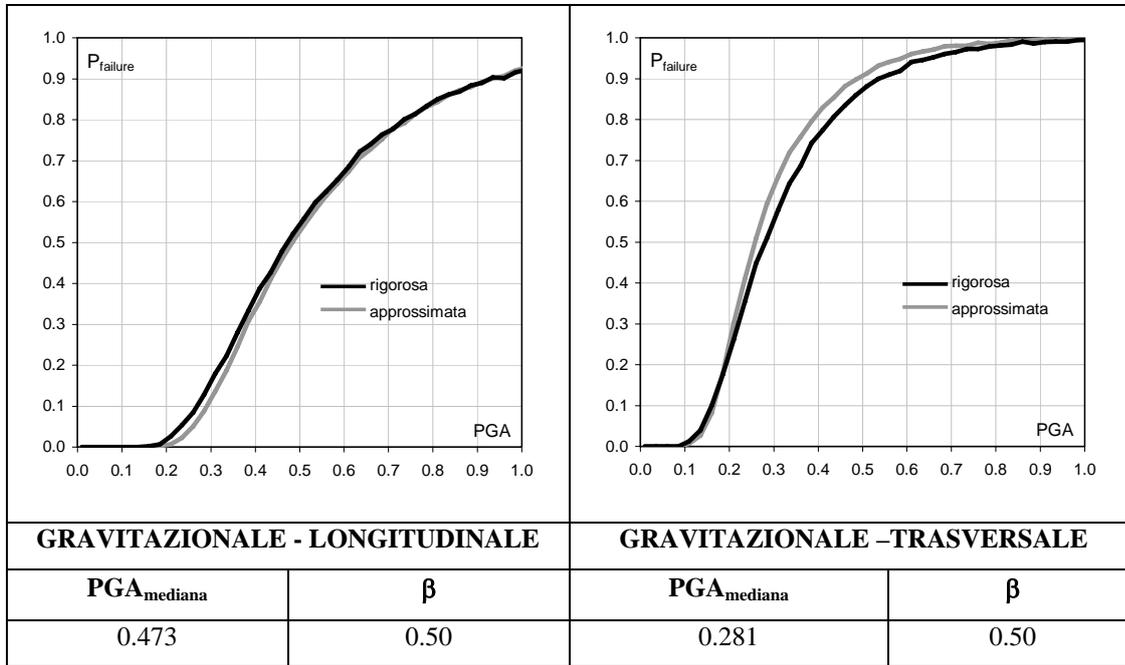


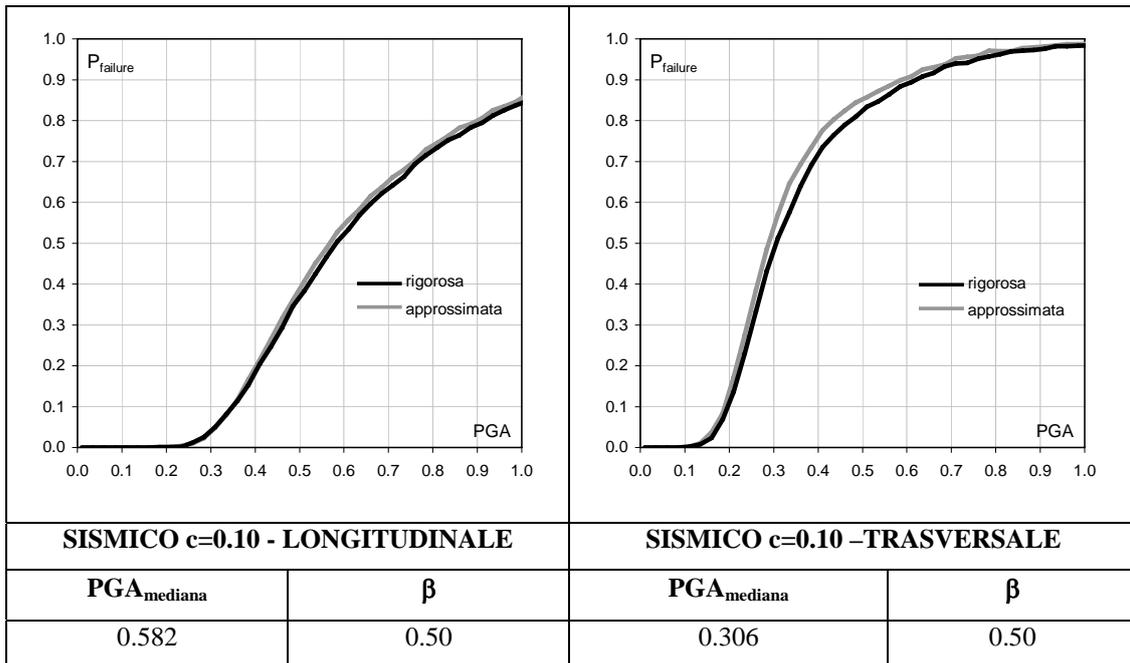
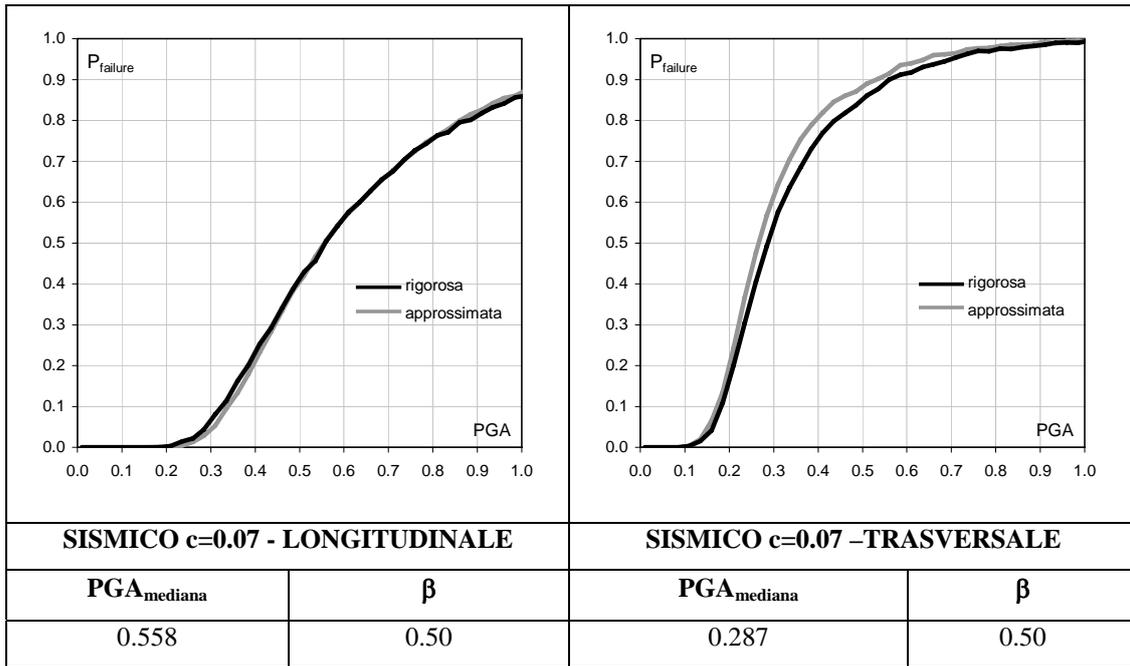
5.4.5 CLASSE 6 PIANI



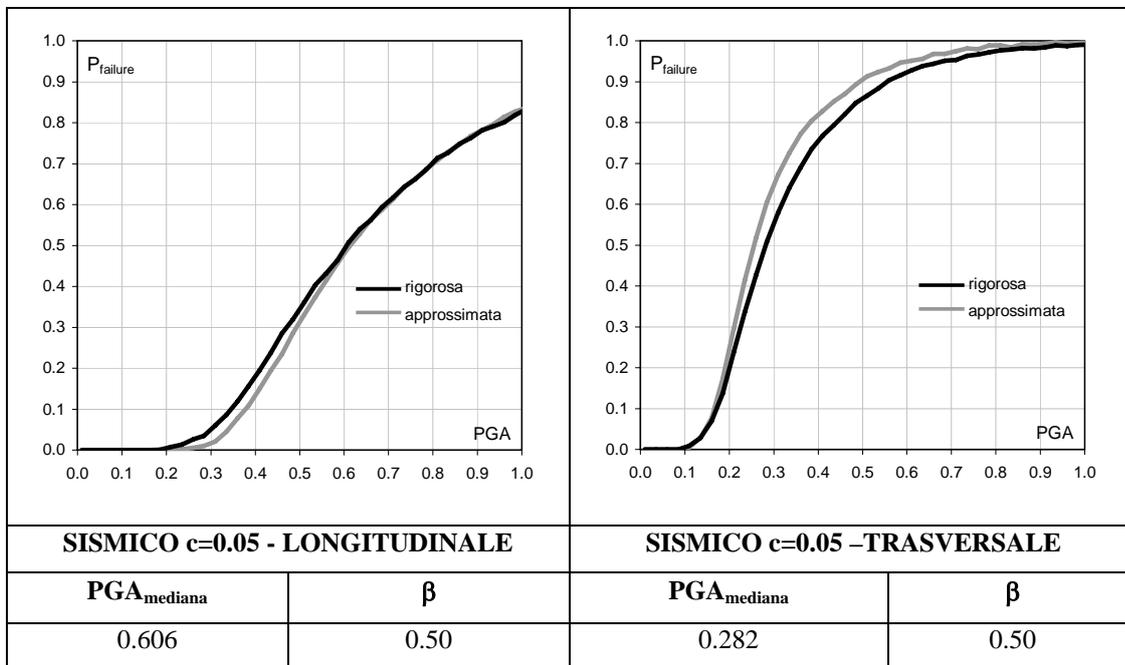
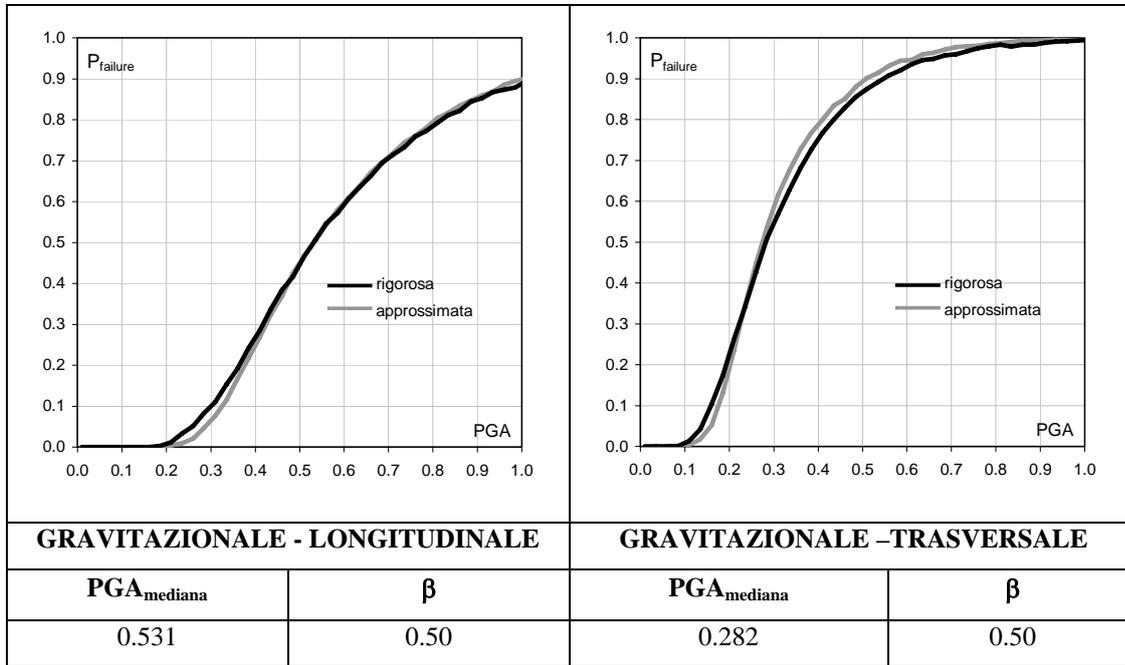


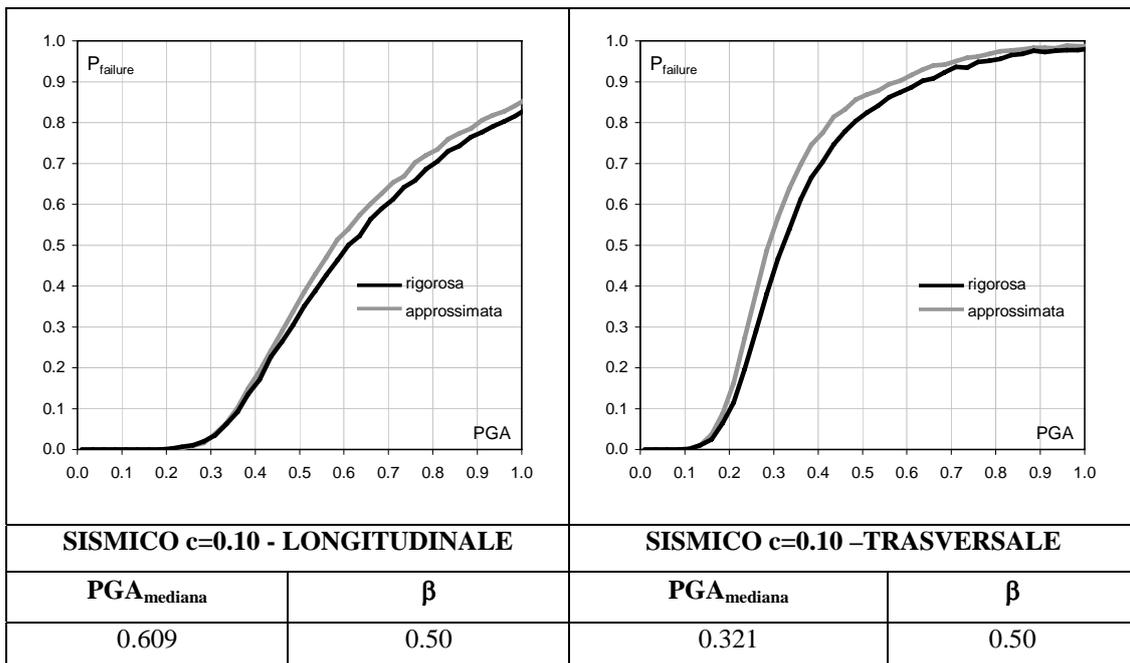
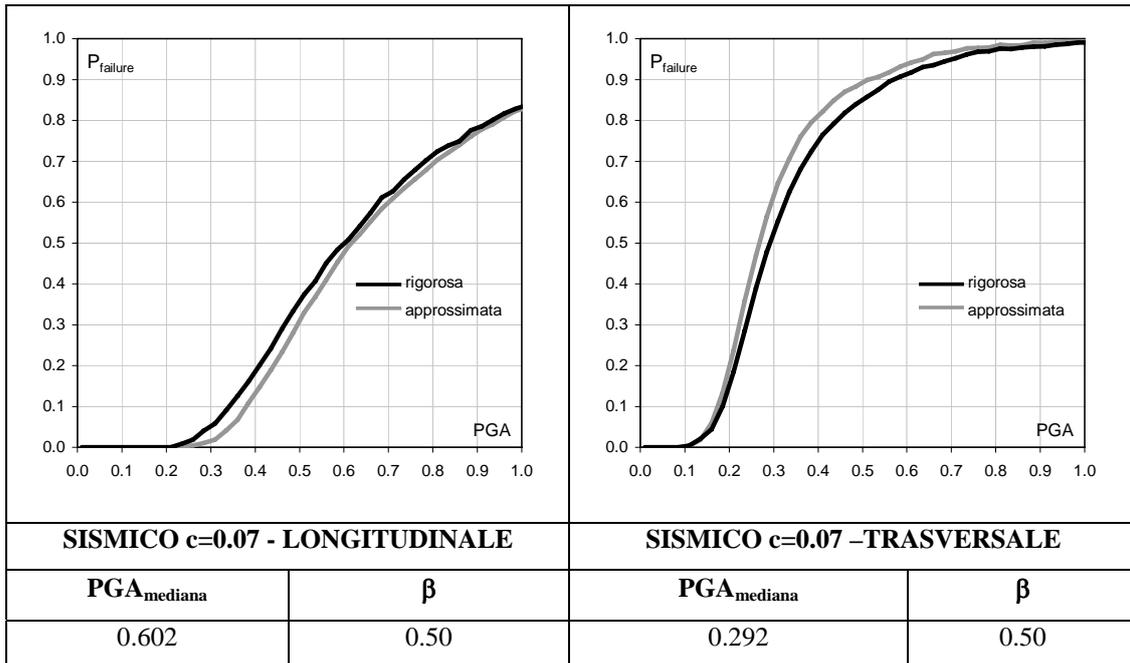
5.4.6 CLASSE 7 PIANI





5.4.7 CLASSE 8 PIANI





5.5 RAGGRUPPAMENTO DELLE CURVE DI FRAGILITÀ

I risultati sintetici in termini di PGA mediane e coefficienti di variazione delle curve di fragilità appena mostrate, sono riportati nelle tabelle seguenti per entrambe le direzioni.

Piani	Trasversale		Longitudinale	
	pga	β	pga	β
2	0.333	0.580	0.458	0.570
3	0.230	0.550	0.492	0.550
4	0.241	0.500	0.464	0.530
5	0.261	0.500	0.473	0.500
6	0.270	0.500	0.435	0.500
7	0.281	0.500	0.473	0.500
8	0.282	0.500	0.531	0.500

Tabella 10 – Classe Gravitazionale

Piani	Trasversale		Longitudinale	
	pga	β	Pga	β
2	0.331	0.570	0.450	0.560
3	0.271	0.550	0.490	0.550
4	0.263	0.530	0.499	0.520
5	0.257	0.510	0.507	0.520
6	0.263	0.500	0.503	0.520
7	0.268	0.500	0.536	0.520
8	0.282	0.500	0.606	0.500

Tabella 11 – Classe Sismica $c=0.05g$

Piani	Trasversale		Longitudinale	
	pga	β	pga	β
2	0.334	0.57	0.456	0.57
3	0.268	0.57	0.491	0.55
4	0.263	0.53	0.504	0.52
5	0.266	0.51	0.539	0.50
6	0.277	0.50	0.556	0.50
7	0.287	0.50	0.558	0.50
8	0.292	0.50	0.602	0.50

Tabella 12 – Classe Sismica $c=0.07g$

Piani	Trasversale		Longitudinale	
	pga	β	pga	β
2	0.330	0.580	0.494	0.600
3	0.267	0.570	0.513	0.580
4	0.269	0.530	0.533	0.530
5	0.281	0.510	0.563	0.500
6	0.297	0.500	0.579	0.500
7	0.306	0.500	0.582	0.500
8	0.321	0.500	0.609	0.500

Tabella 13 – Classe Sismica $c=0.10g$

Il grafico di figura 7, mostra i valori di PGA mediane per tutte le classi di edifici considerate.

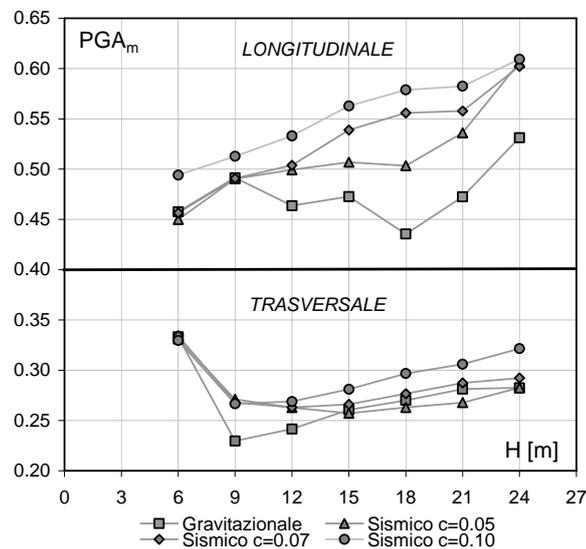


Figura 7 – PGA con probabilità di collasso del 50%

Risulta chiaro che la direzione trasversale risulta la più vulnerabile. Questo risultato insieme agli andamenti mostrati dalle PGA mediane di tutte le classi di edifici è del tutto simile alle tendenze riportate in termini di coefficienti di sicurezza nel CAP IV al par. 4.7, in cui si è fissato un unico valore di PGA. Gli andamenti delle PGA mediane, soprattutto con riferimento alla direzione longitudinale, dimostrano che la differenziazione delle classi effettuata a monte di tutto il processo è corretta in quanto i diversi valori forniscono delle probabilità di collasso dissimili. Riferendosi alla direzione più debole è tuttavia possibile pensare ad aggregare delle classi per semplificare il problema. In particolare, le classi di piani vengono suddivise in tre

raggruppamenti che comprendono rispettivamente per il primo i 2 piani, per il secondo i 3,4 e 5 piani mentre per il terzo i 6,7, ed 8 piani. Per quanto riguarda le classi di progettazione la divisione viene effettuata in due insiemi che comprendono per il primo la classe gravitazionale e quella sismica di seconda categoria che verrà denominato LD (Low Design), mentre per il secondo, HD (High Design), si è considerata la classe sismica di prima categoria. Nelle tabelle che seguono sono riportati i valori delle curve di fragilità raggruppate secondo quanto appena esposto.

PIANI	LD		HD	
	PGA _m	β	PGA _m	β
2	0.330	0.57	0.330	0.58
3-4-5	0.244	0.57	0.272	0.55
6-7-8	0.275	0.52	0.310	0.50

Tabella 14 –Raggruppamento delle curve di fragilità

5.6 CONCLUSIONI

Il metodo proposto per la valutazione delle curve di fragilità di classi di edifici esistenti in c.a. [CAP II, par. 2.5, 2.6], come illustrato, riesce a fornire differenti strumenti di verifica nei riguardi dell'azione sismica. I risultati ottenuti in termini di capacità sismica e di curve di fragilità sono pienamente compatibili con quelli osservati in differenti lavori ed approcci al problema presenti in letteratura tecnica. Lo strumento di calcolo attuato [CAP II, par. 2.7] ha fornito una visione più chiara del comportamento degli edifici esistenti presenti sul territorio Nazionale perché a differenza di altri metodi di calcolo è basato completamente su una procedura di tipo meccanico. Il vantaggio è chiaramente quello di riuscire a tradurre e quindi a prevedere il comportamento delle strutture da un punto di vista meccanico-analitico e non attraverso l'osservazione diretta dei danni che è alla base di altri metodi di valutazione.

La flessibilità del metodo ha permesso lo studio parallelo sia della capacità sismica che della vulnerabilità. Per quanto riguarda la prima sono state ricavate diverse formulazioni per la valutazione dei principali parametri di capacità [CAP III,IV]. Individuando le classi omogenee di edifici [CAP IV], si è osservato come l'altezza e

il tipo di progettazione [CAP III, par. 3.3] che ha subito un edificio esistente possano notevolmente incidere sul comportamento delle strutture. Inoltre dai risultati delle analisi si pone in evidenza la differente capacità, e conseguentemente vulnerabilità, che hanno le due direzioni principali di un edificio esistente (longitudinale e trasversale) mettendo in risalto anche la presenza del vano scala (quasi sempre assente in altri modelli studiati e proposti in letteratura tecnica) [CAP III, par 3.2, 3.3]. Questa eventualità ha portato ad una differente definizione dei parametri di capacità nelle due direzioni. In particolare anche per il periodo elastico, che solitamente viene valutato in modo semplificato per due direzioni principali di un edificio, sono state ricavate due differenti formulazioni in funzione della classe di progettazione, dell'altezza e della superficie di impalcato [CAP IV, par 4.3.1]. Si è mostrato un metodo di verifica attraverso lo "spettro di capacità" [CAP IV, par. 4.4] che mette in relazione il periodo effettivo [CAP IV, par. 4.3.2] e la massima accelerazione anelastica [CAP IV, par. 4.4] dell'edificio ricavati mediante delle formulazioni semplificate anch'esse funzione della classe di progettazione, dell'altezza e della superficie. La verifica viene effettuata direttamente in termini di accelerazione scalando quella elastica del fattore di struttura valutato da una formulazione di regressione [CAP IV, par. 4.5]. Riguardo il fattore di struttura si è dimostrato che il suo valore è effettivamente compreso nell'intervallo [1.5;3] così come è riportato nelle attuali Normative. Infine anche per lo spostamento anelastico capace si sono ottenute delle formulazioni semplificate in funzione del solo periodo effettivo [CAP IV, par. 4.6].

Per quanto riguarda i materiali si è dimostrato che la variazione prodotta in termini di capacità sismica e vulnerabilità è di gran lunga inferiore rispetto a quella fornita dalla variabilità delle rotazioni limite [CAP III, par. 3.5]. Inoltre si è osservato come la variabilità della richiesta di spostamento anelastico rappresenti una notevole percentuale della variabilità totale di fragilità. Ad ogni modo è fondamentale riuscire a definire in maniera accurata la capacità sismica per definire non solo una parte di incertezza legata alla vulnerabilità ma anche per individuare il valor mediano delle curve di fragilità. Nell'ambito della classe di edifici infatti, considerare la sola variabilità della domanda può portare a sottostimare la fragilità. Ad ogni modo, con riferimento ad una popolazione, si è dimostrato come quest'ultima influisca in

maniera ridotta nella valutazione della vulnerabilità confrontando le analisi effettuate su un singolo edificio con quelle della classe di appartenenza riscontrando un errore di massimo il 10% nel calcolo della probabilità di collasso [CAP V, par. 5.2]. Tuttavia con il metodo proposto è semplice considerare la distribuzione della popolazione nella valutazione della vulnerabilità. Inoltre attraverso il metodo semplificato [CAP V, par. 5.3], che ha dimostrato fornire ottimi risultati rispetto a quelli rigorosi, è sempre possibile tenere in conto della distribuzione della popolazione.

Gli ulteriori sviluppi di tale metodologia possono essere molteplici. L'implementazione del software prodotto non ha riguardato solo la procedura completa illustrata nel CAP II. Infatti, anche il metodo semplificato [CAP V par. 5.3] è stato automatizzato rispetto anche alle altre formulazioni di regressione ottenute per tutti gli stati limite considerati (danno limitato, danno severo, collasso) che, nel presente studio, non sono state mostrate per brevità. Questo significa che effettuando un rilievo di un'area urbana o addirittura trovandosi di fronte ad un singolo edificio, è possibile ricavare in maniera approssimata ed in pochi minuti le probabilità di raggiungimento di un prefissato stato limite al variare dell'intensità sismica.

Inoltre la metodologia presentata può senza dubbio indirizzarsi verso la costruzione di curve di fragilità per altre tipologie di edifici con particolare riferimento a quelli in muratura che attualmente rappresentano la maggiore percentuale di fabbricati presenti sul nostro territorio Nazionale.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Regio Decreto legge n° 2229 del 16 novembre 1939. Norme per la esecuzione delle opere in conglomerate cementizio semplice od armato.
- [2] Regio Decreto legge 22 novembre 1937, n°2105 Norme tecniche di edilizia con speciali prescrizioni per le località colpite dai terremoti
- [3] Legge 25 novembre 1962, n°1684, Provvedimenti per l'edilizia con particolari prescrizioni per le zone sismiche
- [4] Decreto Ministeriale 03 Marzo 1975
- [5] OPCM 3519 del 28 aprile 2006, criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenche nelle medesime zone
- [6] Norme Tecniche per le costruzioni, D.M. 14 settembre 2005
- [7] OPCM 3431 del 3 maggio 2005, ulteriori modifiche ed integrazioni alla OPCM 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"
- [8] G.M. Verderame, G. Manfredi, G. Frunzio, *Le proprietà meccaniche dei calcestruzzi impiegati nelle strutture in cemento armato realizzate negli anni '60*, X congresso nazionale "l'ingegneria sismica in italia" , Potenza Matera 9-13 settembre 2001
- [9] G.M. Verderame, A. Stella, E. Cosenza, *Le proprietà meccaniche degli acciai impiegati nelle strutture in c.a. realizzate negli anni '60*, X congresso nazionale "l'ingegneria sismica in italia" , Potenza Matera 9-13 settembre 2001
- [10] L. Petrini, R. Pinho, G.M. Calvi, Criteri di progettazione antisismica degli edifici, IUSS Press Pavia Italy
- [11] Iervolino, I., Manfredi, G., Polese, M., Verderame, G.M., Fabbrocino, G. Seismic Risk of R.C. building classes. , *Engineering Structures* 29 (2007) 813–820
- [12] Cornell CA. Hazard, Ground Motions and Probabilistic assessment for PBSO. In: Performance based seismic design concepts and implementation. PEER report 2004/05. Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California Berkeley; 2004 p. 39–52.

- [13] Calvi GM. A displacement-based approach for vulnerability evaluation of classes of buildings. *Journal of Earthquake Engineering* 1999;3:411–38.
- [14] Glaister S, Pinho R. Development of a simplified deformation-based method for seismic vulnerability assessment. *Journal of Earthquake Engineering* 2003;7:107–40.
- [15] Rossetto T, Elnashai AS. A new analytical procedure for the derivation of displacement-based vulnerability curves for populations of RC structures. *Engineering Structures* 2005;27:397–409.
- [16] Rossetto T, Elnashai AS. Derivation of vulnerability functions for European-type RC structures based on observational data. *Engineering Structures* 2003;25:1241–63.
- [17] Di Pasquale G, Orsini G, Romeo RW. New developments in seismic risk assessment in Italy. *Bulletin of Earthquake Engineering* 2005;3:101–28.
- [18] Dolce M, Kappos A, Masi A, Penelis G, Vona M. Vulnerability assessment and earthquake damage scenarios of the building stock of Potenza (Southern Italy) using Italian and Greek methodologies. *Engineering Structures* 2006;28:357–71.
- [19] CNR-GNDT. Seismic risk for public buildings. Part I. methodological aspects. Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti. Roma. 1994.
- [20] FEMA (Federal Emergency Management Agency). Earthquake loss estimation methodology. HAZUS 99 technical manual. Washington DC, USA. 1999
- [21] Circolare del ministero LL.PP. – Cons. Sup. Serv. Tecnico Centrale 8 giugno 1968, n.4773 – Ipotesi di carico nelle costruzioni.
- [22] Migliacci, A. (1977). Progetti di strutture. Raccolta delle lezioni tenute presso il Politecnico di Milano negli anni accademici 1966-67 1967-68, parte seconda, Masson ed. Milano.
- [23] Pagano, M. (1963). Strutture. Liguori editore
- [24] Perri, E. (1966). Ingegneria Sismica. Unione tipografico- editrice torinese.
- [25] Rosci, L. (1939). Manuale pratico di volgarizzazione del Calcolo del cemento Armato. G. Lavagnolo , 2° edizione Torino.
- [26] Russo, C. (1950). Costruzioni in cemento armato - Unione Tipografic-Editrice Torinese.
- [27] Santarella, L. (1953). Il cemento armato, le applicazioni alle costruzioni civili ed industriali vol. II, 13 edizione - Hoepli.

- [28] Santarella, L. (1957). Il cemento armato, monografie di costruzioni italiane civili ed industriali , 9° edizione rifatta a cura di Franco Mattiazzo, vol. III, 13 edizione - Hoepli.
- [29] CEN (2004) European Prestandard ENV 1998-1-4: Eurocode 8 – Design provisions for earthquake of structures, Part 1-4: Strengthening and repair of buildings. Comite European de Normalisation, Brussels.
- [30] Paulay, T. and Priestley, M.J.N. (1992). Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings, J.Wiley & Sons, New York.
- [31] Panagiotakos T, Fardis MN. Deformation of r.c. members at yielding and ultimate. *ACI Structural Journal* 2001;98:135–48.
- [32] Fajfar P. Capacity spectrum method based on inelastic demand spectra. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 1999;28:979–93.
- [33] Miranda E. Estimation of inelastic deformation demand of SDOF systems. *Journal of Structural Engineering ASCE* 2001;127:1005–12.
- [34] Ruiz-Garcia J, Miranda E. Inelastic displacement ratios for evaluation of existing structures. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 2003;32:1237–58.
- [35] Applied Technological Council (1978). Tentative provisions for the development of seismic regulation for buildings, Rep. No, ATC3-06, Applied Technological Council, Paolo Alto, California
- [36] Chopra, A.K. (1995). Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering. Prentice-Hall, Inc., Upper Saddle River, N.J.
- [37] Uniform Building Code (1997). International Conference of Building Officials, Whittier, CA.
- [38] SEAOC (1996). Recommended lateral force requirements and commentary. Seismological Engineers Association of California, San Francisco, California
- [39] NEHRP recommended provisions for the development of seismic regulations for new buildings (1994). Building Seismic Safety Council, Washington, D.C.
- [40] Goel, R.K. and Chopra, A.K. (1997). Period formulas for moment-resisting frame buildings. *Structural Engineering Division ASCE*; 123:1454-1461.
- [41] Hong, L. and Hwang, W. (2000). Empirical formula for fundamental vibration periods of reinforced concrete buildings in Taiwan, *Earthquake Engineering and structural Dynamics*, 29: 327-333.

- [42] FEMA, 2000. FEMA 356: Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings. Report No. FEMA 356, ASCE/FEMA Agency.
- [43] Priestley, M.J.N. (2003). Myths and Fallacies in Earthquake Engineering, IUSS Press, Pavia, Italy.
- [44] Sugano, S. (1970). Experimental study on restoring force characteristics of reinforced concrete members, (in Japanese), University of Tokyo.
- [45] Crowley, H. (2003), Periods of Vibration for Displacement-Based Assessment of RC Buildings, *MScDissertation*, ROSE School, University of Pavia, Italy.
- [46] Crowley, H. and Pinho, R. (2004), Period-Height Relationship for Existing European Reinforced Concrete Buildings, *Journal of Earthquake Engineering*, 8, n° Special Issue 1, 93-119.
- [47] Elnashai, A. S. and Mwafy, A. M. (2002), Overstrength and force reduction factors of multistorey reinforced-concrete building, *Struct. Design Tall Build.* 11, 329–351 (2002) Published online in Wiley InterScience
- [48] Kappos, A. J. (1999), Evaluation of behaviour factors on the basis of ductility and overstrength studies, *Engineering Structures* 21 (1999) 823–835
- [49] Newmark, NM, Hall WJ. Earthquake spectra and design, EERI Monograph Series. Oakland: EERI, 1982.
- [50] Krawinkler, H. , Nassar, AA. „Seismic design based on ductility and cumulative damage demand and capacities. In: Fajfar, Krawinkler, editors. Nonlinear seismic analysis and design of reinforced concrete buildings. New York: Elsevier Applied Science, 1992.
- [51] Miranda E, Bertero VV. Evaluation of strength reduction factor for earthquake-resistance design. *Earthquake Spectra* 1994;10:357–79.
- [52] Vidic T, Fajfar P, Fischinger M. Consistent inelastic design spectra: strength and displacement. *Earthquake Eng and Struct Dyn* 1994;23:507–21.
- [53] Verderame GM, Polese M, Cosenza E, Manfredi G. In: Cosenza E, editor. Vulnerability analysis of a pre-seismic code R.C. building in Catania. Seismic behavior of GLD R.C. buildings. Rome (Italy): CNR–GNDT; 2002.
- [54] Pecce M, Polese M, Verderame GM. Seismic vulnerability aspects of R.C. buildings in Benevento. In: Pecce M, Manfredi G, Zollo A, editors. The Many facets of seismic risk CRdC

- [55] Verderame G.M., Polese M., Mariniello C., Manfredi G. ,“Seismic Capacity of RC Buildings: a Mechanical Approach Based on Simulated Design”, Second FIB Congress, Naples July 2006
- [56] G.M. Verderame, I. Iervolino, C. Mariniello e G. Manfredi ,” Il periodo nella valutazione sismica di edifici in c.a.”, ANIDIS 2007 – XII convegno ingegneria sismica in Italia, Pisa giugno 2007
- [57] E. Cosenza, C. Mariniello, G. M. Verderame, A. Zambrano ,” Il ruolo delle scale sulla capacità sismica degli edifici in c.a.”, ANIDIS 2007 – XII convegno ingegneria sismica in Italia, Pisa giugno 2007
- [58] G.M. Verderame, C. Mariniello, E. Cosenza, G. Manfredi, “La valutazione sismica di edifici esistenti in c.a.: confronto tra analisi lineare e non lineare” , ANIDIS 2007 – XII convegno ingegneria sismica in Italia, Pisa giugno 2007
- [59] Polese M., Verderame G.M. ,Mariniello C., Iervolino I., Manfredi G. ,“ Vulnerability analysis for gravity load designed rc buildings in Naples - Italy ”, HAZTURK 2007.