



UNIVERSITY OF NAPLES FEDERICO II
PH.D. PROGRAMME IN SEISMIC RISK
XXV CYCLE

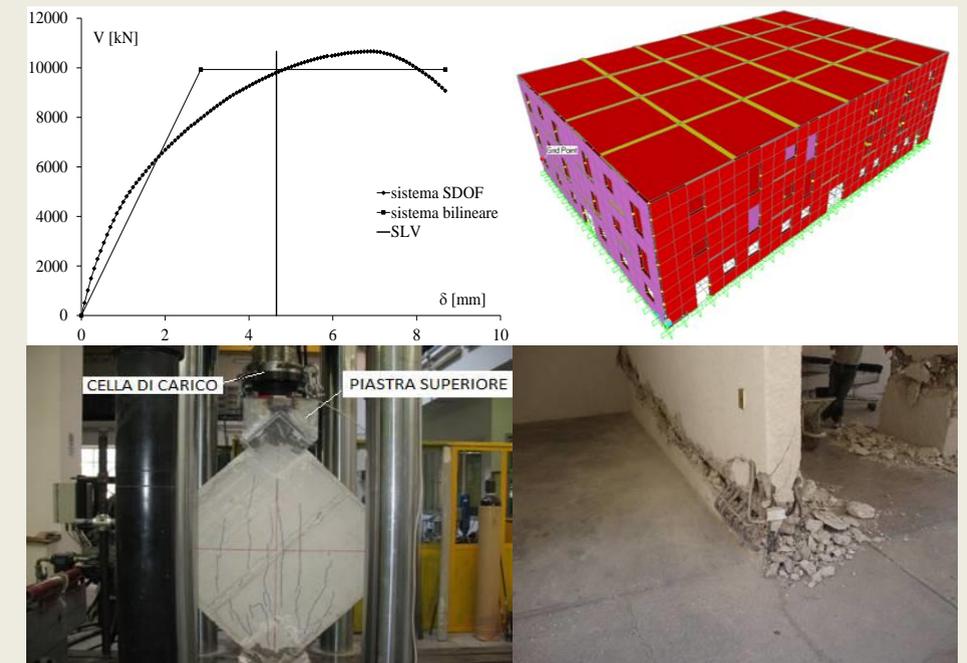
Fabio Antonio Bibbò

Seismic behaviour of buildings with large lightly reinforced walls along the perimeter

Seismic behaviour of buildings with large lightly reinforced walls along the perimeter

Fabio Antonio Bibbò

2013



2013

UNIVERSITY OF NAPLES FEDERICO II

PH.D. PROGRAMME IN SEISMIC RISK

COORDINATOR PROF. ALDO ZOLLO

XXV CYCLE



FABIO ANTONIO BIBBÒ

PH. D. THESIS

SEISMIC BEHAVIOUR OF BUILDINGS WITH LARGE LIGHTLY REINFORCED WALLS ALONG THE PERIMETER

TUTOR: PROF. MARIA ROSARIA PECCE

2013

RINGRAZIAMENTI

Per questi tre anni di dottorato vorrei ringraziare la mia famiglia: mia moglie Francesca per la pazienza e l'amore mostrati nei miei momenti di crisi e di tensione, per la capacità di sapermi attendere e aiutare, per essermi stata sempre vicino incoraggiandomi sempre; i miei figli Carmine, Luca e Davide per i sorrisi e le lacrime versate, per le notti insonni e per la gioia che rappresentano nella mia vita. Senza di loro questo non sarebbe stato possibile e a loro è dedicato questo lavoro.

Un ringraziamento va al mio amico Fernando per la vicinanza, il sostegno e i consigli elargiti nei momenti di sconforto.

Un altro ringraziamento va al mio amico Angelo; anche lui come Fernando mi ha accompagnato in questi tre anni, con il suo buon umore e con la voglia continua di sapere.

Non può mancare, infine, un ringraziamento alla prof. Pecce. In questi tre anni ha saputo stimolare, comprendere, sostenere, criticare, condividere, arrabbiarsi; tutto questo sempre con lo spirito di conoscere sempre cose nuove e bene. La devo ringraziare perché non mi ha mai fatto pesare le mie deficienze (tante), impegnandosi in prima linea per questa ricerca, elargendo consigli e mettendo in campo idee brillanti. Quello che so, l'ingegnere che sono, è dovuto a lei e per questo le sarò grato a vita.

Un ultimo pensiero ai miei genitori, esempio di sacrificio e di dedizione.

ABSTRACT

The use of large lightly reinforced walls in buildings founded a relevant diffusion in 50-70's because of their good performances under seismic action with few damage in comparison with Reinforced Concrete (RC) framed buildings. Nevertheless, experimental information about this type of buildings is lacking as well as specific design indications in the technical codes. Moreover, it is important to study the behaviour of such a structural system under seismic actions because some innovative technologies for thermal insulation of external walls of buildings are leading to design structures made with large lightly reinforced walls along their perimeter.

At first, a bibliographic research to analyze the behavior of buildings realized with RC walls was carried out; the study of the technical literature pointed out that there is a lot of information on the behavior of buildings with ductile walls but a few information on the behavior of buildings with large lightly reinforced walls.

Furthermore the study pointed out that an important role is played by the in-plane behavior of the floor (rigid or flexible) when the resistant structure is realized by RC walls.

A second step was effected to study the non-linear and cyclic behavior of RC walls in general and RC lightly reinforced walls in particular. A lot of works are available about experimental tests on RC ductile walls but a few papers were found about RC lightly reinforced walls characterized by a few percentage of reinforcement uniformly distributed and without local details.

Then, a research in the Italian and European Code was made to analyze how the Codes treat the walls observing that all codes define the buildings with large lightly reinforced wall, and require to design them in low ductility class using the behavior factor as for buildings with ductile walls.

ABSTRACT

The bibliographic analysis was completed in the field of the non-linear models of RC plane elements. A brief summary of the materials behavior (concrete, steel and bond) was reported but the problem of RC modeling was more widely dealt with.

After the state of art previously described, numerical finite elements models of RC panels were implemented by software SAP2000 and DIANA9.4.

The nonlinear model of a RC wall was implemented through two software programs: SAP2000 and DIANA 9.4.

A parametric analysis was implemented to analyze the sensitivity of the FE models respect to the tension stiffening effect and the strength of the materials. The numerical models developed by SAP2000 showed a good agreement with the experimental tests of the walls;

Finally, diagonal tests on concrete panels reinforced by two levels of bars grids were designed and carried out to analyze their shear deformability due to cracking. The goal of the experimental tests was to acquire experimental data for the calibration of the shear retention factor to be used in the DIANA model previously introduced.

A final problem was approached for lightly reinforced walls that is the design or the check of the reinforcement.

In fact, calculation of the flexural strength of the section, also, under axial loading is particularly onerous for RC walls due to the high number of steel bars that have to be computed with their lever arm respect to the section centroid. To simplify the procedure, an approximate approach was developed that allows to evaluate the yielding and ultimate moments, both under simple bending and under an axial load, reducing all the bars in an area of steel.

Through this approach the ultimate moment can be evaluated or the reinforcement designed at the serviceability limit state, but also the elastic behavior of the section can be analyzed. This model was validated about the

ABSTRACT

comparison with the detailed procedure that considers each one bar and its position.

Before the developing of the building model a study of slab flexibility in its plane was conducted in order to consider this effect in building model.

Different numerical models of the slab, considering traditional and innovative construction technologies with various levels of complexity (3D and 2D models) were implemented in SAP2000 software to establish the in-plane stiffness of the floor varying the technology (EPS or brick), and the typology of building (with walls or frames).

Finally the floor thickness that gives the equivalent stiffness of the 3D model was calculated to evaluate the in-plane stiffness behavior of the slab of traditional RC floors and innovative RC floors with EPS formworks.

By implementing the non-linear model of the walls within an entire building, a model of a building with large lightly reinforced walls arranged on the perimeter and with inner frames was developed.

Currently, this type of building is realized by innovative technologies consisting of formworks composed of insulating materials that improve the overall thermal resistance of the building and serve to the construction of the walls. This solution also allows a faster erection of the structure but requires that the walls are extended along the entire perimeter covering the building to ensure thermal insulation. Furthermore, the organization of the arranged formworks does not permit the reinforcement details typical of ductile walls, and thus, it is necessary to have the reinforcement uniformly distributed both longitudinally and transversally.

For this building, a linear dynamic analysis was carried out by analyzing the results in terms of periods of vibration. A comparison of these results with simplified models of the building were made showing a good agreement with the numerical one.

ABSTRACT

The building with walls was compared with a similar building designed with internal and external frames analyzing the different behavior of the buildings in terms of periods of vibration and masses.

Firstly a parametric analysis was performed to observe the dynamic behavior of the building in terms of period of vibration, relative displacement and distribution of shear forces between the vertical resisting elements varying the in-plane stiffness of the slab.

In the analysis of the building, the behavior of columns and beams was considered to verify their capacity in the plastic range; particularly a parametric analysis was conducted varying the dimensions of columns and beams in order to increase the percentage of seismic shear on them.

However the stiffness of the columns was incremented of 50 times respect to the initial hypothesis, but low shear stresses are observed thanks to the enormous stiffness of the walls. Therefore, for the frame elements (beams and columns) it is possible to assume the design rules of non-seismic structures, but this result cannot be extended to all buildings with large lightly reinforced walls, because it depends on the ratio between the walls and frames and the irregularity in plane and in height of the structure.

As last step, a non-linear analysis of the building was implemented by SAP2000 using for the RC walls the model previously calibrated on a single wall, to verify the resources of the building in terms of strength and ductility.

The walls did not have some reinforcement details in the boundary elements. It is important because it is possible to save steel, work and time for the realization of this type of buildings.

The non-linear analysis was conducted according the procedure of the Italian Code and considering various intensity of earthquake and showed a good performance. In fact, the building presents a good ductility and a good over-strength showing that the behavior factor q provided by the Italian and

ABSTRACT

European Code to design this building is underestimated especially in terms of over-strength.

The non-linear analysis showed that this type of structure, i.e. a building with large lightly reinforced walls on the perimeter and internal frame, presents a good behavior in the post-elastic field.

Keywords: *lightly reinforced walls, seismic behavior, non linear analysis, in-plane stiffness, dynamic analysis.*

INDICE

INDICE

RINGRAZIAMENTI	iii
<i>ABSTRACT</i>	v
INDICE.....	xi
LISTA DELLE FIGURE.....	xv
LISTA DELLE TABELLE	xxiii
CAPITOLO 1	1
INTRODUZIONE	1
1.1 PERCHÈ UTILIZZARE EDIFICI A PARETI DEBOLMENTE ARMATE IN ZONA SISMICA.....	1
1.2 LA PROBLEMATICHE AFFRONTATA E LO SCOPO DELLA TESI	2
1.3 ORGANIZZAZIONE DELLA TESI	3
CAPITOLO 2	5
EDIFICI A PARETI ESTESE DEBOLMENTE ARMATE.....	5
2.1 GLI EDIFICI A PARETI	5
2.2. LE PRESCRIZIONI NORMATIVE SULLE PARETI ESTESE DEBOLMENTE ARMATE	21
2.3. BIBLIOGRAFIA	25
CAPITOLO 3	27
LA RIGIDEZZA NEL PIANO DELL'IMPALCATO IN C.A.....	27
3.1 PREMESSA	27
3.2 COMPORTAMENTO DELL'IMPALCATO NEL PIANO	27
3.3 STUDI PRESENTI IN LETTERATURA.....	31
<i>3.3.1 Effetto della deformazione nel piano dell'impalcato sulla risposta sismica delle strutture.....</i>	<i>32</i>
<i>3.3.2 Effetto della deformabilità di piano sulla risposta sismica dei sistemi torsionalmente sbilanciati</i>	<i>43</i>
3.4 STIMA DELL'ERRORE CONNESSO ALL'ASSUNZIONE	

INDICE

DELL'IPOTESI DI IMPALCATO RIGIDO	47
3.5 MODELLAZIONE 3D DEL SOLAIO	56
3.5.1 <i>Descrizione dei modelli</i>	56
3.5.2 <i>Effetto dell'alleggerimento e del rapporto di forma</i>	61
3.6 MODELLAZIONE 2D DEL SOLAIO	63
3.6.1 <i>Descrizione dei modelli</i>	63
3.6.2 <i>Risultati</i>	64
3.7 BIBLIOGRAFIA.....	69
CAPITOLO 4	71
LE PARETI.....	71
4.1 PREMESSA	71
4.2 IL COMPORTAMENTO DELLE PARETI SOTTO AZIONI ORIZZONTALI	71
4.3 LE PARETI ESTESE DEBOLMENTE ARMATE.....	77
4.4 BIBLIOGRAFIA.....	114
CAPITOLO 5	120
LA MODELLAZIONE PER IL CALCOLO NON LINEARE DEGLI ELEMENTI IN C.A.	120
5.1. PREMESSA	120
5.2 IL CALCESTRUZZO	121
5.2.1 <i>I legami costitutivi del calcestruzzo compresso</i>	121
5.2.2 <i>I legami costitutivi del calcestruzzo teso</i>	130
5.2.3 <i>Comportamento pluriassiale e ciclico</i>	135
5.3 L'ACCIAIO DA ARMATURA	139
5.4 L'ADERENZA TRA ACCIAIO E CALCESTRUZZO.....	146
5.5 FESSURAZIONE DEGLI ELEMENTI IN CEMENTO ARMATO.....	151
5.5.1 <i>Modifica del legame costitutivo del calcestruzzo teso</i>	157
5.5.2 <i>Modifica del legame costitutivo dell'acciaio teso</i>	161

INDICE

5.6 MODELLI DI FESSURAZIONE	164
5.6.1 <i>Modelli a fessurazione discreta (discrete crack model)</i>	165
5.6.2 <i>Modelli a fessurazione diffusa (smeared crack model)</i>	168
5.7 BIBLIOGRAFIA	173
CAPITOLO 6	180
CONFRONTI TEORICO-SPERIMENTALI SULLE PARETI	180
6.1 PREMESSA	180
6.3 VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA FLESSIONALE DELLE PARETI IN C.A. CON METODO SEMPLIFICATO	184
6.4 LE PROVE DIAGONALI	190
6.5. MODELLI NUMERICI CON SOFTWARE AGLI ELEMENTI FINITI	193
6.6 CONFRONTI TEORICO-SPERIMENTALI DI PROVE A TAGLIO....	197
6.6.1 <i>Analisi parametriche sulla parete WPS2</i>	202
6.6.2 <i>Effetti dei dettagli costruttivi sulla parete WP-T5-N10-S2</i>	205
6.7 CONCLUSIONI	207
CAPITOLO 7	210
LA RISPOSTA SISMICA DI EDIFICI A PARETI ESTESE DEBOLMENTE ARMATE: UN CASO STUDIO	210
7.1 PREMESSA	210
7.2 IL CASO STUDIO	210
7.3 ANALISI DEL COMPORTAMENTO DINAMICO LINEARE	214
7.3.1 <i>Periodi di vibrare e masse partecipanti</i>	214
7.3.2 <i>Distribuzioni delle sollecitazioni sugli elementi resistenti verticali</i>	222
7.3.3 <i>Analisi parametrica sulla distribuzione dei tagli negli elementi verticali</i>	232
7.3.4 <i>Resistenza a pressoflessione e taglio dei singoli pannelli in c.a.</i>	234
7.4. ANALISI STATICA NON LINEARE	236

INDICE

7.5. BIBLIOGRAFIA..... 245

LISTA DELLE FIGURE

Figura 2.1. Ospedale di Santa Monica in California.	pag. 6
Figura 2.2. Danni all'Ospedale di Santa Monica in California per il terremoto di Northridge del 1994.	pag. 6
Figura 2.3. Danni su edifici a pareti dopo il terremoto del Cile del febbraio 2010.	pag. 7
Figura 2.4. Banco Central (sinistra) e Banco de America (destra), Managua, Nicaragua.	pag. 7
Figura 2.5. Pianta di un piano del Banco de America, Managua, Nicaragua.	pag. 8
Figura 2.6. Tipico Edificio con struttura mista telaio-pareti in Cile (WHE Report).	pag. 9
Figura 2.7. Edificio con struttura a pareti in Turchia (WHE Report).	pag. 9
Figura 2.8. Variabilità della densità di massa negli anni (WHE Report from Chile).	pag. 10
Figura 2.9. Edificio sito a Festival realizzato con struttura a pareti.	pag. 10
Figura 2.10. Danni sismici all'edificio a Festival.	pag. 11
Figura 2.11. H/T in funzione gli anni.	pag. 12
Figura 2.12. Danni su pareti dopo il terremoto del Cile del febbraio 2010.	pag. 13
Figura 2.13. Fenomeni di instabilità delle pareti.	pag. 14
Figura 2.14. Variazioni dell'asse neutro per le sezioni delle pareti.	pag. 15
Figura 2.15. Pianta dell'edificio modellato e pianta del modello semplificato.	pag. 16
Figura 2.16. Percentuale di armatura richiesta negli elementi di bordo (Fischinger et al., 2004).	pag. 17
Figura 2.17. Massima deformazioni sui bordi compressi e tesi delle pareti per edifici di 5 piani.	pag. 18
Figura 2.18. Immagini della struttura prima e dopo il getto di calcestruzzo.	pag. 19
Figura 2.19. Pannello sandwich utilizzato per l'edificio provato su tavola vibrante.	pag. 19
Figura 2.20. Quadro fessurativo per PGA pari a 0.4g, 0.5g, 0.7g ed 1.4g.	pag. 20
Figura 2.21. Foto delle fessure sulla struttura.	pag. 21
Figura 3.1. Azioni a cui è sottoposto l'impalcato in condizioni sismiche.	pag. 28
Figura 3.2. Deformata del solaio per azioni sismiche.	pag. 28
Figura 3.3. Ripartizione delle azioni sismiche con impalcato rigido e flessibile.	pag. 29
Figura 3.4. Deformata di impalcato rigido con $CM \neq CR$.	pag. 31
Figura 3.5. Pianta dell'edificio con sistema resistente laterale composto da pareti a taglio di 0.15m di spessore e da solette massicce di 0.20m di spessore.	pag. 34

LISTA DELLE FIGURE

- Figura 3.6.** Rapporto del taglio alla base nelle pareti W1, W2, e W3 rispetto al rapporto altezza/larghezza dell'edificio. pag. 34
- Figura 3.7.** Rapporto del taglio alla base nelle pareti W1, W2, e W3 rispetto al numero dei piani. pag. 35
- Figura 3.8.** Edificio I con struttura a telaio e pareti esterne. pag. 36
- Figura 3.9.** Distribuzione del taglio nella parete W e nel telaio F3 per l'edificio con sei piani con configurazione I. pag. 36
- Figura 3.10.** Configurazione degli edifici considerati per esaminare l'effetto della disposizione delle pareti con le deformazioni dell'impalcato. (a) Edificio I, disposizione simmetrica con pareti esterne; (b) Edificio II, disposizione simmetrica con pareti interne; (c) Edificio III, disposizione non simmetrica. pag. 37
- Figura 3.11.** Schemi degli edifici utilizzati per esaminare l'effetto delle aperture nel solaio. pag. 39
- Figura 3.12.** Spostamenti delle strutture a telaio. (a) 5 piani, (b) 10 piani, (c) 15 piani. pag. 39
- Figura 3.13.** Spostamenti delle strutture a pareti. (a) 5 piani, (b) 10 piani, (c) 15 piani. pag. 40
- Figura 3.14.** Periodi di vibrazione per le strutture a telai. (a) 5 piani, (b) 10 piani, (c) 15 piani. pag. 40
- Figura 3.15.** Periodi di vibrazione per le strutture a pareti. (a) 5 piani, (b) 10 piani, (c) 15 piani. pag. 41
- Figura 3.16.** Differenza di accelerazione tra impalcato rigido e deformabile. pag. 41
- Figura 3.17.** Modello strutturale e componenti del sisma. pag. 44
- Figura 3.18.** Schematizzazione del modello usando elementi finiti elastico-lineari e molle non lineari. pag. 46
- Figura 3.19.** Prospetto dell'errore a taglio. pag. 49
- Figura 3.20.** Vista 3D degli edifici analizzati. pag. 51
- Figura 3.21.** Modello dell'impalcato e delle pareti a taglio. pag. 53
- Figura 3.22.** Punti e curva dei dati di regressione. pag. 55
- Figura 3.23.** Sezione del solaio (misure in m). pag. 57
- Figura 3.24.** Campi di solaio per $L/H=2$ (misure in m). pag. 57
- Figura 3.25.** Modelli 3D per $L/H=2$. pag. 58
- Figura 3.26.** Sistema di assi locali SAP per laterizio disposto nel solaio con travetti ortogonali al carico. pag. 59
- Figura 3.27.** Sistema di assi locali SAP per laterizio disposto nel solaio con travetti paralleli al carico. pag. 60

LISTA DELLE FIGURE

- Figura 3.28.** Lastra omogenea con rapporto di forma $L/H=4$. pag. 64
- Figura 3.29.** Confronto tra i valori di K di simulazione e quelli teorici per la lastra omogenea. pag. 68.
- Figura 4.1.** Comportamenti di pareti con aperture: a) piccoli fori, b) fori intermedi, c) fori grandi. pag. 73
- Figura 4.2.** Fessure per flessione in una parete a mensola. pag. 74
- Figura 4.3.** Fessure per interazione flessione-taglio in una parete a mensola. pag. 74
- Figura 4.4.** Crisi per formazione di fessure inclinate. pag. 75
- Figura 4.5.** Rottura per trazione trasversale: a) formazione della fessura inclinata; b) la fessura avanza sulla superficie esterna. pag. 76
- Figura 4.6.** Rottura per compressione diagonale: lesioni diagonali che si intersecano. pag. 76
- Figura 4.7.** Crisi per scorrimento. pag. 77
- Figura 4.8.** Blocco cassero singolo, parete con blocco cassero e griglia strutturale di calcestruzzo ottenuta da getti di blocco cassero (Gasparini et al. 2008). pag. 79
- Figura 4.9.** Fasi di realizzazione di un pannello sandwich. pag. 80
- Figura 4.10.** Armature della parete studiata da Orakcal et al., 2009 (misure in mm). pag. 81
- Figura 4.11.** Distinta di armatura dei pannelli testati da Carrillo e Alcocer (2012). pag. 83
- Figura 4.12.** Quadro fessurativo dei pannelli testati da Carrillo e Alcocer (2012). pag. 84
- Figura 4.13.** Contributo di taglio, scorrimento e flessione al drift ratio dei pannelli testati da Carrillo e Alcocer (2012). pag. 85
- Figura 4.14.** Schema di prova dei pannelli di Greifenhagen e Lestruzzi (2005). pag. 88
- Figura 4.15.** Sezioni dei pannelli di Greifenhagen e Lestruzzi (2005). pag. 89
- Figura 4.16.** Digramma $V-\delta$ per il pannello SW4 testato da Pilakoutas e Elnashai (1995). pag. 92
- Figura 4.17.** Sezioni trasversali di pareti strutturali: (a) sezione strutturale con elementi di bordo; (b) sezione rettangolare. pag. 93
- Figura 4.18.** Sezione tipo delle pareti testate da Tran e Wallace (2012). pag. 94
- Figura 4.19.** Quadro fessurativo del pannello RW-A20-P10-S63 al drift ratio di 0.5%, 1.5% e 3.0% di Tran e Wallace (2012). pag. 95
- Figura 4.20.** Diagrammi forza-spostamento per i quattro pannelli testati da Gebreyohannes et al. (2011). pag. 97
- Figura 4.21.** Diagrammi $V-\delta$ dei pannelli testati da Hidalgo et al. (2002) (a) specimen 1, (b) specimen 2, (c) specimen 4, and (d) specimen 6. Hysteresis curves for specimens as follows:

LISTA DELLE FIGURE

- (e) specimen 7, (f) specimen 8, (g) specimen 9, and (h) specimen 10. Hysteresis curves for specimens as follows: (i) specimen 11, (j) specimen 12, (k) specimen 13, and (l) specimen 14. Hysteresis curves for specimens as follows: (m) specimen 15, and (n) specimen 16. pag. 101
- Figura 4.22.** Sezione trasversale dei pannelli di Kuang e Ho (2008). pag. 103
- Figura 4.23.** Diagrammi carico-spostamento e carico-drift ratio delle pareti testate da Tran e Wallace (2012). pag. 106
- Figura 4.24.** Risposta di pareti strutturali in c. a. in funzione della diversa sezione trasversale (Vallenas et.al., 1979). pag. 107
- Figura 4.25.** Storia di carico dei provini testati da Riva e Franchi (2001). pag. 107
- Figura 4.26.** Caratteristiche dei dettagli dei provini testati da Riva e Franchi (2001). pag. 109
- Figura 4.27.** a) Quadro fessurativo della sezione di base a $4\delta_1$ per il pannello B14HR8-2; (b) rottura della rete elettrosaldata per il pannello B14HR8-2; (c) quadro fessurativo al collasso per il pannello B14CD8-2; e (d) crisi per trazione della rete elettrosaldata $\phi 8$. pag. 110
- Figura 4.28. Diagrammi V- δ dei provini HR12C and CD12 C testati da Riva e Franchi (2001). pag. 111
- Figura 4.29.** Effetto Rocking. pag. 111
- Figura 4.30.** Fixed end rotation. pag. 112
- Figura 5.1.** Legami tensione-deformazione in compressione al variare della resistenza del calcestruzzo. pag. 123
- Figura 5.2.** Diagrammi tensione-deformazione proposti dalla NTC2008. pag. 125
- Figura 5.3.** Legame di Mander et al. (1988). pag. 126
- Figura 5.4.** Aliquota del nucleo effettivamente confinata per effetto arco in presenza di staffe rettangolari. pag. 128
- Figura 5.5.** Legame (σ - ϵ) dell'EC2. pag. 130
- Figura 5.6.** Modelli (σ - ϵ) per il calcestruzzo confinato secondo l'EC2. pag. 131
- Figura 5.7.** Curva tensione-allungamento per la trazione uniassiale. pag. 132
- Figura 5.8. Taglio trasferito nella sezione fessurata per effetto degli ingranamento inerti. pag. 132
- Figura 5.9.** Modello di ampiezza di apertura della fessura in un materiale quasi fragile. pag. 133
- Figura 5.10.** Modello coesivo della fessurazione. pag. 134
- Figura 5.11.** Modello del legame costitutivo del calcestruzzo in trazione Model Code 2010: a)

LISTA DELLE FIGURE

sezione integra; b) sezione fessurata.	pag. 135
Figura 5.12. Deformazione longitudinale e trasversale del calcestruzzo compresso.	pag. 136
Figura 5.13. Legame costitutivo del calcestruzzo compresso in presenza di compressione trasversale.	pag. 137
Figura 5.14. Superficie di rottura di Kupfer.	pag. 137
Figura 5.15. Comportamento ciclico del calcestruzzo.	pag. 139
Figura 5.16. Legame ciclico di Mander et al. (1988).	pag. 139
Figura 5.17. Legame tensione-deformazione proposto dalla NTC2008.	pag. 141
Figura 5.18. Legame costitutivo dell'acciaio tipo "heat treated".	pag. 141
Figura 5.19. Legame costitutivo dell'acciaio tipo "cold Worked".	pag. 142
Figura 5.20. Influenza della snellezza delle barre sul comportamento a compressione.	pag. 143
Figura 5.21. Influenza della snellezza L/D sul comportamento a compressione; prove su barre lisce del diametro di 12mm.	pag. 144
Figura 5.22. Rami di reloading, di unloading di scarico.	pag. 145
Figura 5.23. Riduzione della rigidità tangenziale dell'acciaio a deformazione costante.	pag. 146
Figura 5.24. Generico confronto rami di una prova ciclica ed una prova monotona a compressione.	pag. 147
Figura 5.25. Meccanismo resistente per barre ad aderenza migliorata.	pag. 148
Figura 5.26. Modello teorico del legame di aderenza di Tassios.	pag. 149
Figura 5.27. Legame sperimentale di Eligehausen, Popov e Bertero.	pag. 152
Figura 5.28. Tirante in calcestruzzo.	pag. 153
Figura 5.29. Tensioni di aderenza (τ).	pag. 154
Figura 5.30. Stato tensionale nel tirante fessurato.	pag. 156
Figura 5.31. Modello di Scanlon per il calcestruzzo teso.	pag. 159
Figura 5.32. Modello di Lin e Scordelis.	pag. 159
Figura 5.33. Legame costitutivo del calcestruzzo teso.	pag. 160
Figura 5.34. Legame costitutivo del calcestruzzo teso proposto da (Vecchio e Collins, 1986) e confronto con i risultati sperimentali.	pag. 161
Figura 5.35. Legame utilizzato CEB FIP.	pag. 164
Figura 5.36. Modello Gilbert e Warner (1978) per l'acciaio.	pag. 165

LISTA DELLE FIGURE

Figura 5.37. Modello agli elementi finiti secondo Ngo & Scordelis.	pag. 166
Figura 5.38. Rappresentazione dell'ingranamento inerti.	pag. 167
Figura 5.39. Sviluppo della fessura esterna ed interna.	pag. 167
Figura 5.40. Separazione dei punti utilizzando due o quattro nodi coincidenti.	pag. 168
Figura 5.41. Schematizzazione delle fessure distribuite.	pag. 170
Figura 6.1. a) Sezione reale; b) Sezione equivalente con armature distribuita.	pag. 187
Figura 6.2. Distribuzione a Stress block per la sezione equivalente.	pag. 187
Figura 6.3. Confronto tra i domini M_u-N_u della sezione della parete in c.a. ottenuta con l'approccio numerico e l'approccio semplificato.	pag. 188
Figura 6.4. Diagrammi delle tensioni sulla sezione allo snervamento dell'armatura tesa.	pag. 191
Figura 6.5. dimensioni geometriche e armatura del pannello provato.	pag. 192
Figura 6.6. a) Setup della prova di compressione diagonale sul pannello in c.a.; b) il provino dopo il test di prova.	pag. 192
Figura 6.7. Risultati della prova diagonale su pareti: a) curve sperimentali F- δ ; b) curve sperimentali τ - γ .	pag. 194
Figura 6.8. Legame costitutivo in trazione ed in compressione per il calcestruzzo.	pag. 196
Figura 6.9. Confronto teorico sperimentale per il pannello sottoposto a prova diagonale.	pag. 198
Figura 6.10. Armature della parete WP-T5-N10-S2 (Orakcal et al., 2009) (misure in mm).	pag. 199
Figura 6.11. Confronto teorico sperimentale per la parete provata da (Orakcal et al., 2009).	pag. 200
Figura 6.12. Armature della parete WPS2 (Gebreyohaness et al., 2011).	pag. 201
Figura 6.13. Confronto teorico sperimentale per la parete testata da (Gebreyohaness et al., 2011).	pag. 202
Figura 6.14. Confronto teorico sperimentale per la parete provata da (Gebreyohaness et al., 2011) considerando un vincolo elastico alla base.	pag. 203
Figura 6.15. Analisi parametriche per il modello DIANA ' <i>fixed smeared cracking</i> ' con $\beta=0.01$ a)variazione f_{cr} , b) variazione legame costitutivo in trazione.	pag. 204
Figura 6.16. Analisi parametriche per il modello DIANA ' <i>rotating smeared cracking</i> ' a)variazione f_{cr} , b) variazione legame costitutivo in trazione.	pag. 205
Figura 6.17. Analisi parametriche per il modello SAP2000 a) variazione f_{cr} , b) variazione legame costitutivo in trazione.	pag. 206

LISTA DELLE FIGURE

Figura 6.18. Diagrammi forza adimensionale-spostamento numerici.	pag. 207
Figura.7.1. Modello 3D dell'edificio a pareti.	pag. 213
Figura 7.2. Modello 3D dell'edificio a telaio.	pag. 213
Figura 7.3. Dimensioni della sezione della struttura scatolare del modello base.	pag. 220
Figura 7.4. Andamento del rapporto δ_1/δ_2 per l'edificio a pareti con solaio in EPS al variare dello spessore equivalente di solaio per i tre impalcati in direzione x.	pag. 224
Figura 7.5. Andamento del rapporto δ_1/δ_2 per l'edificio a pareti con solaio in EPS al variare dello spessore equivalente di solaio per i tre impalcati in direzione y.	pag. 224
Figura 7.6. Andamento del rapporto δ_1/δ_2 per l'edificio a pareti con solaio latero-cementizio al variare dello spessore equivalente di solaio per i tre impalcati in direzione x.	pag. 226
Figura 7.7. Andamento del rapporto δ_1/δ_2 per l'edificio a pareti con solaio latero-cementizio al variare dello spessore equivalente di solaio per i tre impalcati in direzione y.	pag. 226
Figura 7.8. Andamento del rapporto T_{pil}/T_{par} per l'edificio a pareti con solaio in EPS al variare dello spessore equivalente di solaio per le direzioni x e y.	pag. 228
Figura 7.9. Andamento del rapporto T_{pil}/T_{par} per l'edificio a pareti con solaio latero-cementizio al variare dello spessore equivalente di solaio per le direzioni x e y.	pag. 228
Figura 7.10. Confronto V_x telai per solaio con EPS.	pag. 230
Figura 7.11. Confronto V_x pareti per solaio con EPS.	pag. 230
Figura 7.12. Confronto V_y telai per solaio con EPS.	pag. 230
Figura 7.13. Confronto V_y pareti per solaio con EPS.	pag. 231
Figura 7.14. Confronto V_x telai per solaio con laterizi.	pag. 231
Figura 7.15. Confronto V_x pareti per solaio con laterizi.	pag. 231
Figura 7.16. Confronto V_y telai per solaio con laterizi.	pag. 232
Figura 7.17. Confronto V_y pareti per solaio con laterizi.	pag. 232
Figura 7.18. Andamento del rapporto T_{pil}/T_{par} al variare della rigidità dei telai per la direzione x.	pag. 233
Figura 7.19. Andamento del rapporto T_{pil}/T_{par} al variare della rigidità dei telai per la direzione y.	pag. 234
Figura 7.20. Dominio N-M per il pannello di lunghezza di 1m.	pag. 236
Figura 7.21. Dominio N-M per il pannello di lunghezza di 2m.	pag. 236
Figura 7.22. Curve V- δ in direzione x.	pag. 238
Figura 7.23. Curve V- δ in direzione y.	pag. 239

LISTA DELLE FIGURE

- Figura 7.24.** Curve $V-\delta$ per il sistema SDOF in direzione x per la distribuzione 1. pag. 240
- Figura 7.25.** Curve $V-\delta$ per il sistema SDOF in direzione x per la distribuzione 2. pag. 240
- Figura 7.26.** Curve $V-\delta$ per il sistema SDOF in direzione y per la distribuzione 1. pag. 241
- Figura 7.27.** Curve $V-\delta$ per il sistema SDOF in direzione y per la distribuzione 2. pag. 241
- Figura 7.28.** Grafico $F-\delta$ nel caso di $T^* < T_c$. pag. 243

LISTA DELLE TABELLE

Tabella 3.1. Taglio alla base (unità: kN).	pag. 41
Tabella 3.2. Dimensioni degli elementi negli edifici analizzati.	pag. 50
Tabella 3.3. Variazioni medie e massime dell'equazione (8).	pag. 55
Tabella 3.4. Risultati dei modelli in funzione di L/H per travetti ortogonali al carico.	pag. 61
Tabella 3.5. Risultati dei modelli 3D in funzione di L/H per travetti paralleli al carico.	pag. 62
Tabella 3.6. Valori di δ per lastra omogenea.	pag. 64
Tabella 3.7. Spessore equivalente della lastra per solaio con travetti ortogonali al carico.	pag. 65
Tabella 3.8. Spessore equivalente della lastra per solaio con travetti paralleli al carico.	pag. 67
Tabella 3.9. Confronto tra i valori di K di simulazione e quelli teorici per la lastra omogenea.	pag. 68
Tabella 4.1. Caratteristiche dei provini testati da Carrillo e Alcocer (2012).	pag. 83
Tabella 4.2. Parametri misurati su curve di isteresi dei provini testati da Carrillo e Alcocer (2012).	pag. 84
Tabella 4.3. Parametri misurati su curve di isteresi dei provini testati da Hidalgo et al. (2002).	pag. 86
Tabella 4.4. Database dei pannelli analizzato da Greifenhagen e Lestruzzi (2005).	pag. 87
Tabella 4.5. Caratteristiche dei pannelli testati da Greifenhagen e Lestruzzi (2005).	pag. 88
Tabella 4.6. Risultati delle prove di Greifenhagen e Lestruzzi (2005).	pag. 90
Tabella 4.7. Confronti teorico-sperimentali delle prove di Pilakoutas e Elnashai (1995).	pag. 92
Tabella 4.8. Caratteristiche geometriche e risultati dei pannelli di Tran e Wallace, (2012).	pag. 94
Tabella 4.9. Tipologia di rottura dei pannelli di Tran e Wallace, (2012).	pag. 95
Tabella 4.10. Caratteristiche geometriche dei pannelli testati da Gebreyohaness et al. (2011).	pag. 96
Tabella 4.11. Caratteristiche meccaniche dei materiali dei pannelli testati da Gebreyohaness et al. (2011).	pag. 96
Tabella 4.12. Caratteristiche geometriche e meccaniche dei materiali dei pannelli testati da Gebreyohaness et al. (2011).	pag. 97
Tabella 4.13. Caratteristiche geometriche e meccaniche dei pannelli di Kuang e Ho (2008).	pag. 102

LISTA DELLE TABELLE

Tabella 4.14. Risultati teorici e sperimentali dei pannelli di Kuang e Ho (2008).	pag. 104
Tabella 4.15. Duttilità ed energia dissipata dei pannelli di Kuang e Ho (2008).	pag. 104
Tabella 4.16. Caratteristiche geometriche e risultati dei pannelli di Tran e Wallace, (2012).	pag. 105
Tabella 4.17. Caratteristiche dei provini testati da Riva e Franchi (2001).	pag. 108
Tabella 5.1. Valori di riferimento per la costruzione del diagramma (σ - ε) per il Model Code 2010.	pag. 129
Tabella 5.2. Equazioni del legame del calcestruzzo in accordo con il Model Code 2010.	pag. 134
Tabella 6.1. Confronto tra valori sperimentali e teorici dl momento ultimo delle sezioni di alcuni provini di letteratura (Orakcal et al., 2009; Riva and Franchi, 2001).	pag. 189
Tabella 7.1. Parametri spettrali di progetto.	pag. 213
Tabella 7.2. Dimensioni elementi e percentuale di armatura.	pag. 214
Tabella 7.3. Pesi strutturali edificio a telai con solaio in EPS.	pag. 216
Tabella 7.4. Pesi strutturali edificio a pareti con solaio in EPS.	pag. 216
Tabella 7.5. Pesi strutturali edificio a pareti con solaio latero-cementizio.	pag. 216
Tabella 7.6. Periodo fondamentale e masse partecipanti della struttura a pareti con il peso del solaio in EPS.	pag. 217
Tabella 7.7. Periodo fondamentale e masse partecipanti della struttura a telaio.	pag. 217
Tabella 7.8. Periodo fondamentale e masse partecipanti della struttura a pareti con il peso del solaio latero-cementizio.	pag. 218
Tabella 7.9. Formule di calcolo del fattore di taglio per le varie forme geometriche.	pag. 220
Tabella 7.10. Parametri geometrici e meccanici della sezione scatolare.	pag. 222
Tabella 7.11. Rigidezze e periodi calcolati con le due distribuzioni di forze. in relazione ai fattori di taglio.	pag. 223
Tabella 7.12. Valori del rapporto δ_1/δ_2 al variare dello spessore del solaio in EPS e per ogni impalcato in direzione x.	pag. 225
Tabella 7.13. Valori del rapporto δ_1/δ_2 al variare dello spessore del solaio in EPS e per ogni impalcato in direzione y.	pag. 225
Tabella 7.14. Valori del rapporto δ_1/δ_2 al variare dello spessore del solaio in latero-cementizio e per ogni impalcato in direzione x.	pag. 227
Tabella 7.15. Valori del rapporto δ_1/δ_2 al variare dello spessore del solaio in latero-cementizio	

LISTA DELLE TABELLE

e per ogni impalcato in direzione y.	pag. 227
Tabella 7.16. Valori del rapporto T_{pil}/T_{par} alla base al variare dello spessore del solaio in EPS.	pag. 227
Tabella 7.17. Valori del rapporto T_{pil}/T_{par} alla base al variare dello spessore del solaio in LC.	pag. 227
Tabella 7.18. Taglianti in direzione x per solaio con EPS.	pag. 229
Tabella 7.19. Taglianti in direzione y per solaio con EPS.	pag. 230
Tabella 7.20. Taglianti in direzione x per solaio con laterizi.	pag. 231
Tabella 7.21. Taglianti in direzione y per solaio con laterizi.	pag. 232
Tabella 7.22. Riepilogo dei taglianti al piano terra sui pilastri e sulle pareti.	pag. 234
Tabella 7.23. Drift di interpiano dell'edificio a pareti al variare della sezione dei pilastri.	pag. 235
Tabella 7.24. Risultati dell'analisi non lineare.	pag. 242

CAPITOLO 1

INTRODUZIONE

1.1 PERCHÈ UTILIZZARE EDIFICI A PARETI DEBOLMENTE ARMATE IN ZONA SISMICA

In questo capitolo viene illustrata la problematica affrontata nel lavoro di ricerca e lo scopo che si vuole raggiungere.

Gli edifici a pareti debolmente armate stanno trovando una grandissima diffusione negli ultimi anni. Tale diffusione è da imputare innanzi tutto all'industria dell'edilizia che ha introdotto sul mercato prodotti innovativi che consentono la realizzazione di tale tipologia strutturale; infatti, l'utilizzo di blocchi cassero in materiale termicamente isolante non strutturale, come ad esempio il polistirene espanso (EPS) sia per la realizzazione di pareti che di solai in c.a. consente la realizzazione di pareti estese debolmente armate disposte soprattutto sul perimetro dell'edificio anche per la necessità di migliorare le prestazioni degli edifici da un punto di vista soprattutto dell'efficienza energetica (l'involucro esterno risulta termicamente isolato e comunque con una elevata inerzia termica dovuta allo spessore di calcestruzzo); inoltre, il fatto che tali elementi presentano in molti casi già un'armatura predefinita al loro interno fa diminuire i tempi di realizzazione dell'opera con enormi vantaggi in termini di costi dell'opera stessa. Tuttavia le pareti in c.a. che si ottengono non consentono la realizzazione di dettagli costruttivi complessi come quelli richiesti in zona sismica alle strutture che devono essere dotate di elevata duttilità, pertanto vengono individuate come pareti debolmente armate che, in accordo con la normativa tecnica italiana possono essere realizzate anche senza dettagli costruttivi agevolando così la lavorazione e la realizzazione dell'opera.

Inoltre, tale sistema strutturale presenta alcuni vantaggi anche dal punto di vista

delle prestazioni sismiche poiché le pareti conferiscono all'edificio un'elevata rigidità che contribuisce a ridurre gli spostamenti e di conseguenza a ridurre i danni sugli elementi non strutturali come telpagni, tramezzi, impianti ed altro. Infine, con l'utilizzo delle pareti come elementi resistenti è possibile ridurre anche le dimensioni di elementi come pilastri e travi, che devono avere la capacità di resistere fondamentalemente ai carichi gravitazionali, a tutto vantaggio della funzionalità architettonica della struttura nella gestione dello spazio interno.

1.2 LA PROBLEMATICA AFFRONTATA E LO SCOPO DELLA TESI

Nonostante la diffusione del sistema costruttivo precedentemente descritto la ricerca nel settore delle strutture non ha ancora fornito sufficienti informazioni sia di tipo sperimentale che numerico per mettere a punto metodi di calcolo e procedure di progettazione affidabili in zona sismica per le pareti estese debolmente armate come per altre tipologie strutturali più tradizionali.

Pertanto la ricerca sviluppata in questo lavoro di tesi si propone di studiare il comportamento sotto azioni sismiche di edifici con pareti estese debolmente armate disposte sul perimetro dell'edificio per definire i modelli numerici più affidabili per l'analisi delle pareti singole e quelli più adatti anche alle applicazioni pratiche degli edifici nel loro insieme, individuando anche diversi livelli di semplificazione degli approcci e trattando sia il comportamento dinamico che quello non lineare.

Infatti, si deve distinguere la prestazione della singola parete da quella dell'intero edificio che è influenzata anche dalla geometria globale, dalla disposizione delle pareti stesse in pianta ed in elevazione, dalla rigidità del solaio nel piano, dal rapporto tra la rigidità delle pareti e dei pilastri.

Il lavoro di ricerca presenta senza dubbio aspetti innovativi per quanto riguarda gli elementi strutturali analizzati e per quanto riguarda lo schema strutturale

che è stato individuato e che sta trovando notevole diffusione in Italia (pareti debolmente armate distribuite solo sul perimetro dell'edificio), poiché le conoscenze non sono consolidate e le problematiche si allontanano da quelle di altre tipologie strutturali come gli edifici con pareti duttili e con pareti distribuite anche all'interno.

Le analisi ed i risultati della ricerca si devono considerare anche una base di conoscenza per lo sviluppo di regole di progettazione per edifici che garantiscano un elevato grado di sicurezza nei confronti del rischio sismico ma parallelamente esaltino le moderne tecnologie prefabbricate in grado di garantire la velocità di esecuzione e la funzionalità energetica ed architettonica.

1.3 ORGANIZZAZIONE DELLA TESI

In questo paragrafo viene illustrata la struttura del lavoro di tesi individuando brevemente i contenuti dei diversi capitoli.

Nel secondo capitolo vengono analizzati gli edifici con struttura a pareti in generale e quelli a pareti estese debolmente armate in particolare discutendo delle tecniche realizzative e dei sistemi indirizzati al risparmio energetico che vengono usati per la loro realizzazione; inoltre si analizzano alcuni risultati di letteratura relativi al comportamento sismico degli edifici in c.a. con pareti estese debolmente armate. Infine si introducono le indicazioni delle normative nazionali e internazionali relative alla tipologia di edifici in esame.

Nel terzo capitolo viene affrontata la problematica dell'effetto della rigidità dell'impalcato nel proprio piano sul comportamento sismico degli edifici con pareti disposte sul perimetro.

In primo luogo si definisce la rigidità nel piano di diversi tipi di impalcato come quelli latero-cementizi (LC) e quelli realizzati con blocchi cassero in EPS di alleggerimento.

A tale scopo vengono realizzati modelli numerici 3D di solai per analizzarne il

reale comportamento nel piano e modelli 2D equivalenti da utilizzare nella modellazione dell'edificio, che sarà svolta nel capitolo 3.

Nel quarto capitolo viene analizzato il comportamento delle pareti sotto azioni orizzontali (siano esse monotone o cicliche) in generale, e, in particolare viene posta attenzione alle pareti debolmente armate e prive di dettagli costruttivi. Si esaminano numerosi risultati di ricerche disponibili individuando i parametri geometrici e meccanici che influenzano la duttilità e la resistenza delle pareti.

Nel quinto capitolo si riporta un breve inquadramento del comportamento dei materiali (calcestruzzo e acciaio) in campo lineare e non lineare, finalizzato alla individuazione delle modellazioni numeriche dei legami costitutivi e del comportamento del cemento armato negli elementi bidimensionali (tension stiffening, rigidità tagliente).

Nel sesto capitolo vengono sviluppati mediante i software SAP2000 e DIANA 9.4 i modelli non lineari agli elementi finiti di pareti sottoposte a carichi orizzontali di cui sono disponibili in letteratura i risultati delle prove sperimentali.

Infine, nell'ultimo capitolo, viene analizzato un caso studio di un edificio realizzato con pareti estese debolmente armate disposte sul perimetro; in particolare viene studiato il comportamento dinamico dell'edificio anche al variare del tipo di impalcato e della sua rigidità nel piano. Infine viene eseguita un'analisi non lineare dell'edificio per verificarne la prestazione sismica in relazione alla normativa italiana (DM2008) ed europea (Eurocodice8).

CAPITOLO 2

EDIFICI A PARETI ESTESE DEBOLMENTE ARMATE

2.1 GLI EDIFICI A PARETI

Le pareti in c.a. rappresentano una tipologia strutturale particolarmente efficiente per edifici in cui è necessario assorbire elevate azioni orizzontali e limitare gli spostamenti, e contemporaneamente è preferibile avere elementi resistenti di dimensioni consistenti ma concentrati invece che diffusi come nel caso dei telai.

L'impiego di pareti è stato, ed è, ancora, tipico di edifici alti in cui all'esigenza della resistenza e duttilità in presenza di azioni orizzontali, come vento e sisma, si affianca in modo preponderante l'esigenza di una elevata rigidità. Ci sono molti esempi di edifici alti in cui gli elementi calcolati per l'azione orizzontale sono pareti mentre il sostegno dei carichi verticali è affidato anche a pilastri; il più recente esempio è il Burj Khalifa a Dubai di 828m di altezza in cui sono le pareti in c.a. disposte all'interno a fornire resistenza e rigidità per le azioni orizzontali, in questo caso dovute soprattutto al vento.

Più in generale l'utilizzo delle pareti soprattutto per ottenere resistenza e rigidità ha condotto già da alcuni decenni, alla diffusione dei sistemi a pareti estese debolmente armate, accoppiate nella maggior parte dei casi con telai per sostenere i carichi verticali. Sono numerosi gli esempi in Kirghizistan, Canada, Romania, Turchia, Colombia, USA e Cile (Moroni, 2002), dove alcuni casi sono stati recentemente analizzati (Pentangelo et al., 2010, Wood et al., 1991) dopo l'evento sismico del 1985, rilevando una minore entità dei danni rispetto ad edifici con struttura a telaio.

Di questi edifici si trova un notevole esempio in diversi paesi soprattutto negli anni '50-70; tra quelli più famosi c'è l'Ospedale Santa Monica in California (Figura 2.1) danneggiato dal sisma di Northridge del 1994 (Figura 2.2), che è

stato oggetto di studio con approfondimento anche del comportamento di elementi rappresentativi delle pareti perimetrali (Orakcal et al., 2009), su cui si ritornerà in dettaglio nel capitolo 6.



Figura 2.1. Ospedale di Santa Monica in California.



Figura 2.2. Danni all'Ospedale di Santa Monica in California per il terremoto di Northridge del 1994.

In Figura 2.3 vengono mostrati alcuni danni riscontrati negli edifici a pareti dopo il terremoto del Cile avvenuto nel febbraio 2010.

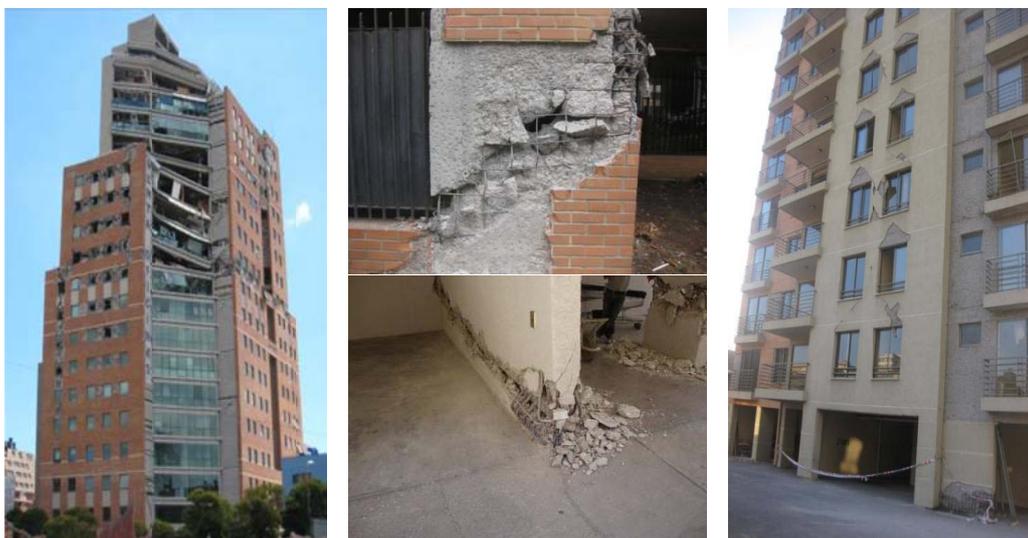


Figura 2.3. Danni su edifici a pareti dopo il terremoto del Cile del febbraio 2010.

Un altro caso tipico osservato a Managua (Nicaragua) nel 1972 è stato descritto da Fintel. Gli edifici mostrati in Figura 2.4, costruiti all'inizio degli anni '60, rappresentano due differenti sistemi strutturali, in cui il fabbricato sulla sinistra, il "*Banco Central*", di 15 piani, era realizzato con struttura a telai in calcestruzzo, mentre quello sulla destra, il "*Banco de America*", di 18 piani, era costituito da un sistema misto a telai-pareti in c.a.

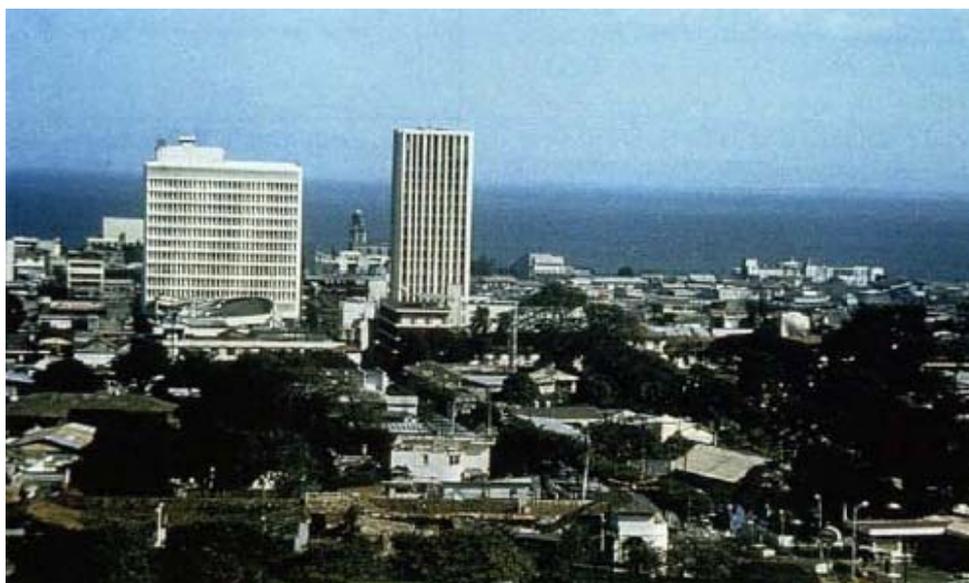


Figura 2.4. Banco Central (sinistra) e Banco de America (destra), Managua, Nicaragua.

Entrambi gli edifici, sottoposti alla medesima azione sismica, presentarono un comportamento completamente differente. Il “*Banco Central*”, a giudicare dai rilevanti danni riportati agli elementi non strutturali fu sottoposto ad un violento scuotimento. Nell’edificio del “*Banco de America*”, al contrario, non furono rilevati segni evidenti dell’azione sismica. Le pareti in c.a. che costituivano il nucleo, disposto centralmente rispetto alla pianta dell’edificio (Figura 2.5), consentirono di limitare la deformabilità e, conseguentemente, di proteggere gli elementi non strutturali. I limitati danni strutturali riportati furono riparati senza procedere ad alcuna evacuazione.

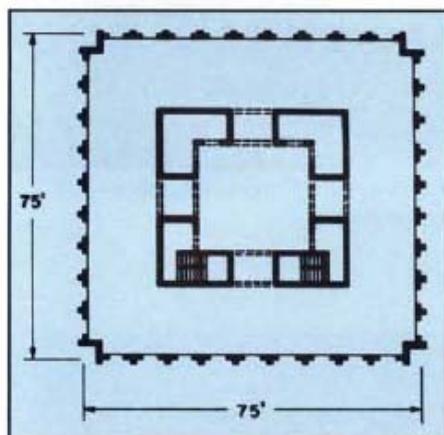


Figura 2.5. Pianta di un piano del Banco de America, Managua, Nicaragua.

Altri esempi di edifici realizzati mediante una struttura mista telaio-pareti in c.a. sono stati realizzati in Canada, Cile, Romania, Turchia, Colombia. In particolar modo si è osservato che, tali edifici arrivavano anche fino a 35 piani, di solito regolari in pianta e in altezza. Dall’evidenza sperimentale si è visto che i piani bassi erano destinati a scopi commerciali; infatti la realizzazione di un sistema costruttivo misto telai-pareti con pareti disposte sul perimetro e i telai all’interno della struttura ben si presta ad esigenze legate essenzialmente alla funzionalità, riuscendo a sfruttare gli spazi interni senza ingombri rilevanti che deriverebbero dalle dimensioni dei pilastri se l’edificio fosse realizzato mediante una struttura a telai.



Figura 2.6. Tipico Edificio con struttura mista telaio-pareti in Cile (WHE Report).



Figura 2.7. Edificio con struttura a pareti in Turchia (WHE Report).

Diversi studi sperimentali (WHE report dal Cile, Kirghizistan, Canada, Romania, Turchia e Colombia) hanno mostrato l'esistenza di vari indicatori che possono essere utilizzati per caratterizzare la risposta sismica degli edifici a pareti in relazione alla rigidezza e alla distribuzione della massa in pianta ed in elevazione. Un parametro fondamentale analizzato è stato la *densità della parete* definita come il rapporto tra l'area della parete e l'area del piano per ogni direzione principale. Si è visto che la densità di pareti totale per gli edifici studiati è abbastanza elevata quindi gli spostamenti laterali sono stati limitati e

il danneggiamento degli elementi non strutturali è stato molto limitato. In Figura 2.8 vengono riportate le densità di parete espresse in percentuale per vari edifici analizzati in Cile negli anni. In conclusione dopo il terremoto del Cile del 1985 sono stati analizzati 264 edifici situati a Vina del Mar, la gran parte dei quali era edifici a pareti (Wood, 1991).

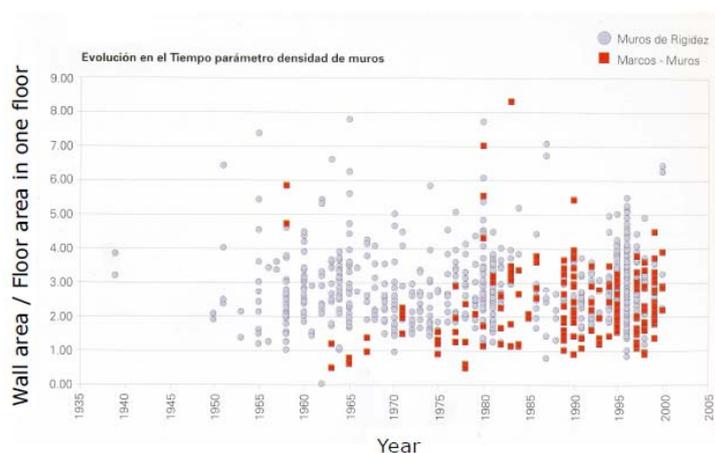


Figura 2.8. Variabilità della densità di massa negli anni (WHE Report from Chile).

L'esempio riportato in Figura 2.9 è un edificio costruito nella città di Festival in Cile nel 1979, realizzato adottando la tecnologia costruttiva di “pannelli sandwich” di spessore pari a 10cm. I danni strutturali riportati sono stati essenzialmente lo sgretolamento del calcestruzzo e la rottura delle barre d'armatura presenti nella parete come risulta evidente dalla Figura 2.10.



Figura 2.9. Edificio sito a Festival realizzato con struttura a pareti.



Figura 2.10. Danni sismici all'edificio a Festival.

L'analisi di questi edifici ha messo in rilievo che edifici con densità del 3-4% hanno mostrato una buona prestazione sotto azioni sismiche. Inoltre analizzando lo spostamento di interpiano degli edifici sotto azioni sismiche in funzione di questo parametro si è osservato che per edifici medio bassi (fino a 12 piani), questo risultava molto contenuto (nell'ordine del 1.5-2%).

È da sottolineare che la stragrande maggioranza degli edifici analizzati non presentava dettagli costruttivi perché progettati con la norma tedesca del 1950 per edifici non sismici. Solo in alcuni casi le pareti degli edifici presentavano un incremento dell'armatura longitudinale per migliorare la resistenza flessionale ma comunque senza elementi trasversali di confinamento.

Un ulteriore parametro che fornisce informazioni sul comportamento sismico degli edifici a pareti, ma che in realtà è significativo della loro rigidità traslante, è rappresentato dal rapporto H/T , altezza dell'edificio rispetto al periodo fondamentale. Per esempio edifici con $H/T < 40$ m/s sono considerati molto deformabili; invece edifici con $H/T > 70$ m/s vengono definiti edifici rigidi. Dagli ultimi terremoti verificatisi in Cile si è osservato in funzione del rapporto di H/T quale fosse il danneggiamento subito da tali edifici, come

mostrato in Figura 2.11.

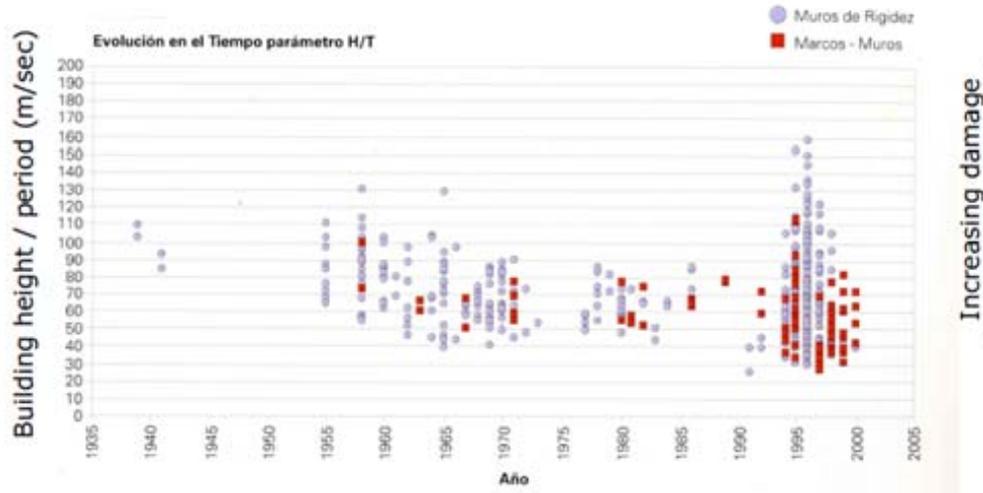


Figura 2.11. H/T in funzione gli anni.

Un altro parametro utilizzato per controllare il comportamento sotto azioni sismiche degli edifici a pareti è l'indice di taglio, cioè il rapporto tra il peso totale dell'edificio e l'area delle pareti per ogni direzione (Riddell, 1992), cioè la tensione di compressione media nelle pareti. Buoni comportamenti degli edifici si sono osservati per valori di tale indice inferiori a 5MPa.

Lo stesso tipo di analisi è stata eseguita su edifici a pareti dopo il terremoto del Cile del 2010 (Jünemann et al, 2012). Sono stati analizzati tutti gli edifici a pareti includendo anche quelli di nuova costruzione (dopo l'anno 2000) osservando che i danni maggiori si sono avuti sugli edifici più recenti. Si sono analizzate pertanto le differenze progettuali rispetto agli edifici antecedenti al 2000 osservando che il parametro di densità di area è rimasto in genere lo stesso, mentre è generalmente aumentato il numero di piani, è diminuito lo spessore delle pareti, gli edifici sono più snelli e presentano irregolarità in altezza, specialmente al piano terra, ed in pianta (pianta ad L o a C); infine è aumentato anche l'indice di taglio.

L'assenza di dettagli costruttivi è causa di una serie di danni alle pareti sotto

azione sismica; infatti analizzando i danni subiti dagli edifici a pareti durante il sisma che ha colpito il Cile nel 2010, Tellen et al, 2012 osservano che i fenomeni connessi all'assenza dei dettagli costruttivi sono soprattutto l'instabilità delle barre longitudinali, soprattutto quelle alle estremità delle pareti, con relativa crisi del calcestruzzo a compressione, e la propagazione di questo tipo di danno su tutta la lunghezza delle pareti (Figura 2.12). Tale tipologia di danno è da imputare alla eccessiva compressione del calcestruzzo che innesca il meccanismo di crisi oppure agli ampi cicli di trazione-compressione dell'armatura che innescano fenomeni di instabilità; tali fenomeni di instabilità sono ulteriormente favoriti dalla assenza di armatura trasversale che dovrebbe evitare il fenomeno.

Un altro tipo di fenomeno che può innescarsi è l'instabilità dell'intera parete o parte di essa fuori dal piano. Tale fenomeno si è osservato soprattutto per le pareti sottili (è da osservare che alcune normative sismiche non prevedono spessori minimi per evitare tale fenomeno).



Figura 2.12. Danni su pareti dopo il terremoto del Cile del febbraio 2010.

Esso, ovviamente, è da imputare all'incremento delle tensioni di compressione causate dal sisma, ma anche all'incremento delle deformazioni in trazione che causano la fessurazione e di conseguenza, con l'inversione delle azioni sismiche, la necessità di avere armature in grado di portare tensioni di compressione. In Figura 2.13 vengono mostrate immagini di danno causati

dall'instabilità.



Figura 2.13. Fenomeni di instabilità delle pareti.

Ovviamente nella diffusione dei danni negli edifici a pareti, ha un peso notevole anche la configurazione dell'edificio ed i problemi più frequentemente osservati sono dovuti agli elementi di accoppiamento delle pareti, alle discontinuità delle pareti in pianta, alla sezione delle pareti, ai cambiamenti della posizione della parete o della sua forma da piano a piano.

Infatti, si può osservare che se gli elementi di accoppiamento, siano essi travi, solette o scale, non sono progettati per dissipare energia, è possibile che si verifichi un incremento di taglio non preventivato sulle pareti.

Anche la presenza di discontinuità delle pareti (diminuzione dello spessore da un piano all'altro, innesto di una parete più lunga su una più corta e viceversa) possono creare degli incrementi locali di tensioni che possono portare a crisi locali delle pareti ai piani.

Infine, la forma della sezione gioca un ruolo fondamentale sulla duttilità globale; infatti, sezioni a doppio T, sezioni ad L o sezioni a C possono

presentare variazioni di asse neutro elevate con zone di compressione molto piccole (ali), con grandi deformazioni e con poca duttilità (figura 2.14).

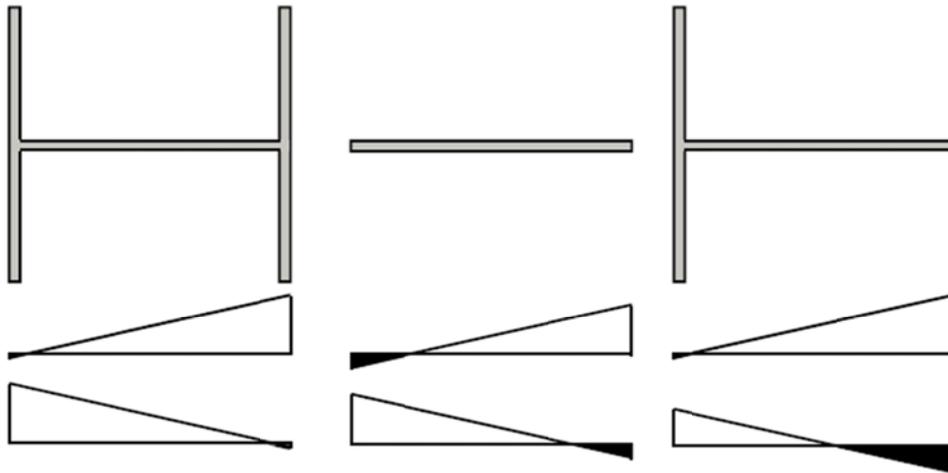


Figura 2.14. Variazioni dell'asse neutro per le sezioni delle pareti.

Fischinger et al., 2012, osservano che gli edifici a pareti presentano un buon comportamento sotto azioni sismiche e sul parametro di densità di area, già introdotto precedentemente osservano che si tratta di un parametro efficiente per gli edifici che non superano i quindici piani. Essi osservano inoltre, che pochi di questi edifici vanno in crisi e la crisi è da attribuirsi al taglio; infatti, gli autori osservano che gran parti degli edifici a pareti presentano carenze di armature a taglio che non consentono di assorbire l'amplificazione del taglio dovute al sisma. Infatti, solo poche normative (EC8 e norma neozelandese) contemplano l'amplificazione del taglio tramite un fattore ε , nell'EC8 e analogo a quello delle norme italiane NTC2008, tale parametro è funzione dei momenti sollecitante e resistente alla base della parete, dal periodo fondamentale di vibrazione e dal fattore di struttura utilizzato secondo la formula:

$$\varepsilon = q \cdot \sqrt{\left(\frac{\gamma_{Rd}}{q} \cdot \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}}\right)^2 + 0.1 \cdot \left(\frac{S_e(T_c)}{S_e(T_l)}\right)^2}.$$

Si deve osservare che l'effettiva amplificazione del taglio, sia a causa della sovra-resistenza flessionale che della presenza di modi di vibrare superiori, può essere molto più grande del taglio calcolato dall'analisi strutturale comportando elevati fattori di rischio sugli edifici.

Studi sperimentali sul comportamento degli edifici sono stati condotti da Fischinger et al. (2004), i quali hanno analizzato il comportamento delle pareti debolmente armate. Infatti, gli autori hanno eseguito una serie di analisi non lineari parametriche per valutare i requisiti progettuali dell'EC8 e la risposta inelastica di edifici a pareti. Nel condurre tale analisi gli autori hanno modellato in maniera semplificata l'edificio (Figura 2.15) mantenendo costante l'area della parete e facendo variare la PGA ($a_{g,max}=0.1, 0.2, 0.3g$), il fattore di struttura ($q=1.5, 2, 3, 4, 5, 6$), il numero di piani (5, 10, 15) ed il rapporto area parete/area di piano ($\rho_l=1\%, 1.5\%, 2\%, 3\%$).

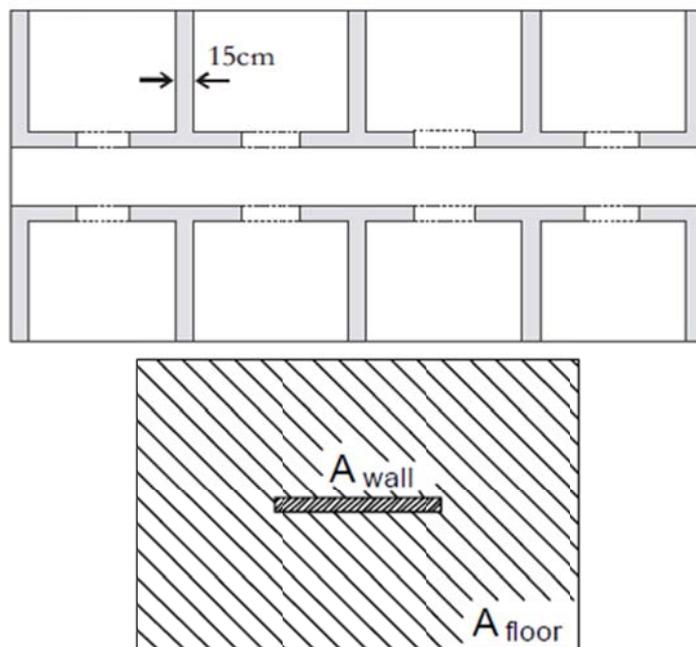


Figura 2.15. Pianta dell'edificio modellato e pianta del modello semplificato.

In Figura 2.16 viene riportata la percentuale di armatura longitudinale richiesta negli elementi di bordo in funzione della PGA, del fattore di struttura q e della

densità di parete, per edifici con un diverso numero di piani (5 e 10 piani).

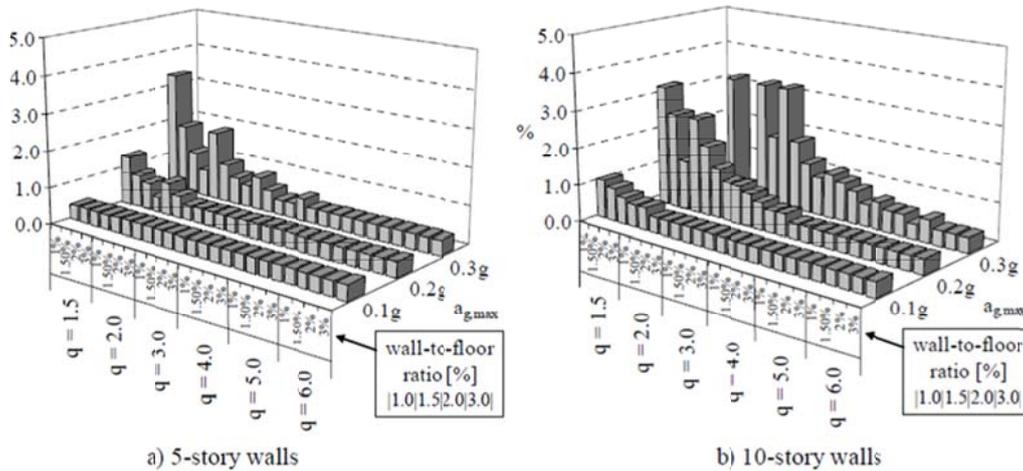


Figura 2.16. Percentuale di armatura richiesta negli elementi di bordo (Fischinger et al., 2004).

Dai grafici di figura 2.6 è possibile osservare che per livelli di PGA pari a $0.1g$ e fattori di struttura q alti è sufficiente introdurre una percentuale di armatura dello 0.4% per edifici di 5 piani. Quando la parete necessita di un armatura superiore a quella minima, l'armatura richiesta aumenta molto rapidamente. Gli autori osservano che per PGA pari a $0.1g$ ed edifici di 5 piani, gli edifici restano generalmente in campo elastico. Gli edifici sottoposti ad accelerazioni al suolo maggiori e con maggior numero di piani presentano deformazioni in campo plastico anche se con uno spostamento di interpiano limitato ($<1\%$). Parecchie pareti hanno problemi locali di concentrazione delle tensioni e gli autori osservano che per migliorare questo problema è sufficiente incrementare il rapporto area di parete/area di piano arrivando ad un valore generalmente intorno al 2% (Figura 2.17).

Inoltre gli autori valutano la prestazione sismica di una parete di un edificio di 5 piani con rapporto tra area di parete/area di piano dell' 1.5% , con armatura minima in accordo con l'EC8 (0.2% nella parte centrale della parete e 1% ai bordi). La metodologia utilizzata è quella proposta da Cornell e Krawinkler (2000) utilizzando come variabili per caratterizzare la domanda sulla struttura

lo spostamento massimo in testa alla parete e il Park-Ang damage index ed eseguendo una serie di analisi non lineari per ottenere la correlazione di questi due parametri con la PGA.

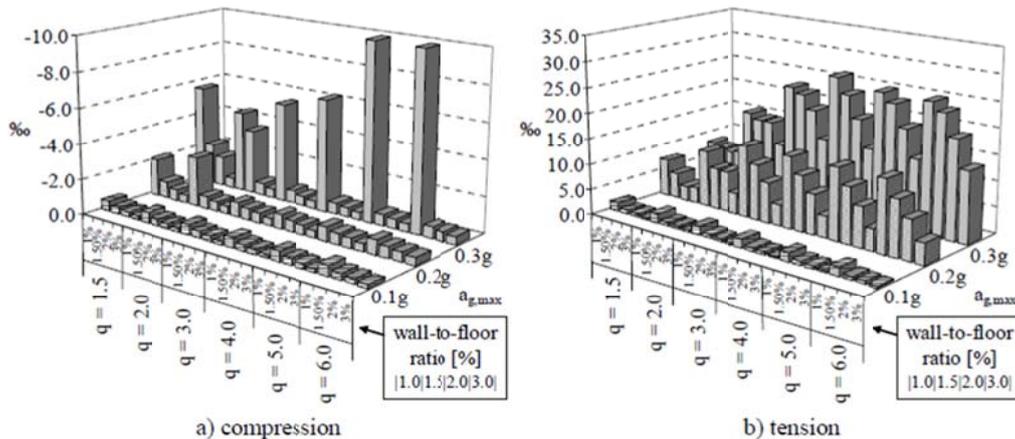


Figura 2.17. Massima deformazioni sui bordi compressi e tesi delle pareti per edifici di 5 piani.

Gli autori osservano che per sismi moderati ($0.2g$) la probabilità di crisi di questi edifici è elevata benché siano state considerate approssimazioni e fatte semplificazioni. Gli autori osservano una certa discordanza tra questo tipo di analisi e le analisi non lineari parametriche illustrate in precedenza affermando anche che quando si è raggiunta la sovra-resistenza della struttura questa non ha possibilità di ridistribuire. Essi, pertanto concludono che in molti casi di zone sottoposte a sismi di moderata intensità le prescrizioni fatte dall'EC8 sono conservative vista la notevole sovra-resistenza delle strutture a pareti e suggeriscono l'utilizzo di fattori di struttura alti, consigliando però anche una certa prudenza vista l'incapacità di tali tipologie strutturali di ridistribuire le sollecitazioni dovuta al sisma.

Rezaifar et al., 2008, hanno provato un edificio in scala reale su tavola vibrante (Figura 2.18) realizzato con pareti debolmente armate; gli autori utilizzano, per realizzare le pareti, pannelli sandwich con rete elettrosaldata di diametro 3.5mm e con un passo di 80mm (Figura 2.19).

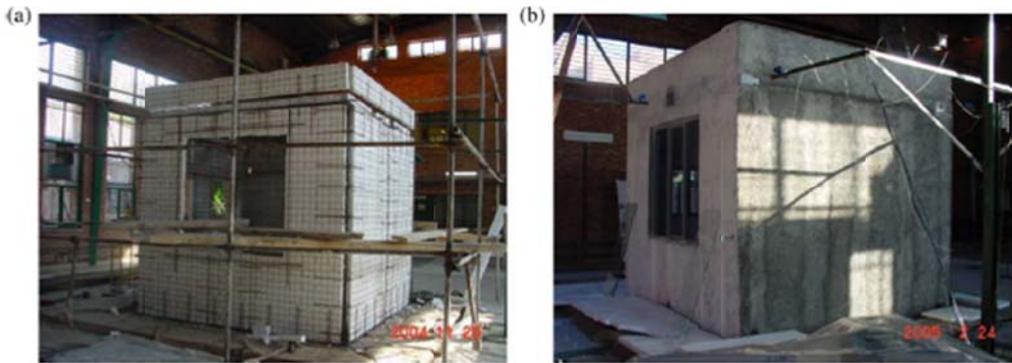


Figura 2.18. Immagini della struttura prima e dopo il getto di calcestruzzo.

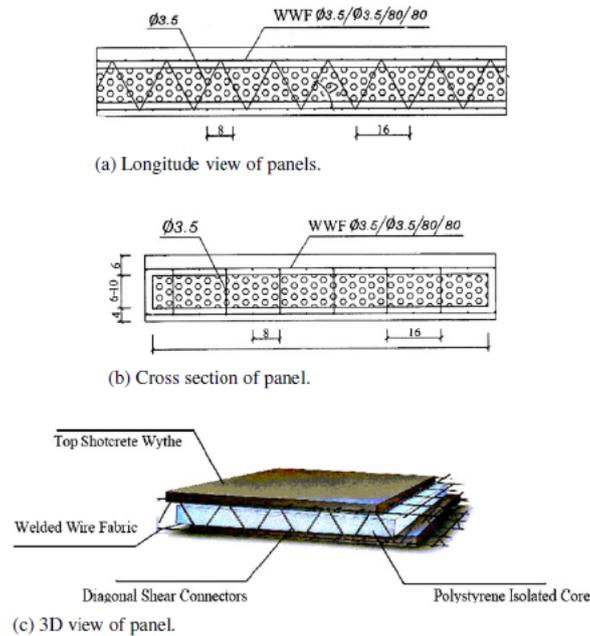


Figura 2.19. Pannello sandwich utilizzato per l'edificio provato su tavola vibrante.

Le pareti esterne ed interne del pacchetto sandwich hanno uno spessore di 40mm mentre il polistirene all'interno ha uno spessore di 60mm. Negli angoli dell'edificio vengono posizionate armature aggiuntive di diametro $\phi 10$, per assicurare l'integrità del sistema. Anche la copertura è realizzata con materiale leggero (polistirene) e con un getto integrativo di calcestruzzo dello spessore di 60mm nella parte superiore e di 40mm nella parte inferiore. La struttura ha pianta quadrata di un piano di dimensioni 3350mm x 3350mm ed un'altezza di

3150mm con una massa totale di 11654kg. La struttura è collegata alla tavola vibrante tramite un grosso piatto in acciaio. Le rigidezze delle pareti nelle due direzioni sono differenti (parete piena e pareti forate). La PGA è stata incrementata partendo da un valore di 0.1g fino ad un valore di 1.4g; ad un livello 0.4g si osserva la formazione di qualche micro fessura (Figura 2.20 livello B) ma sostanzialmente la struttura resta in campo elastico; le prime fessure di rilievo cominciano ad apparire per un valore della PGA di circa 0.5g (Figura 2.20 livello C). Il quadro fessurativo, poi, si incrementa con formazione di fessure diagonali in corrispondenza delle aperture e negli angoli delle pareti, con instabilità delle barre della rete elettrosaldada (Figura 2.20 e 2.21).

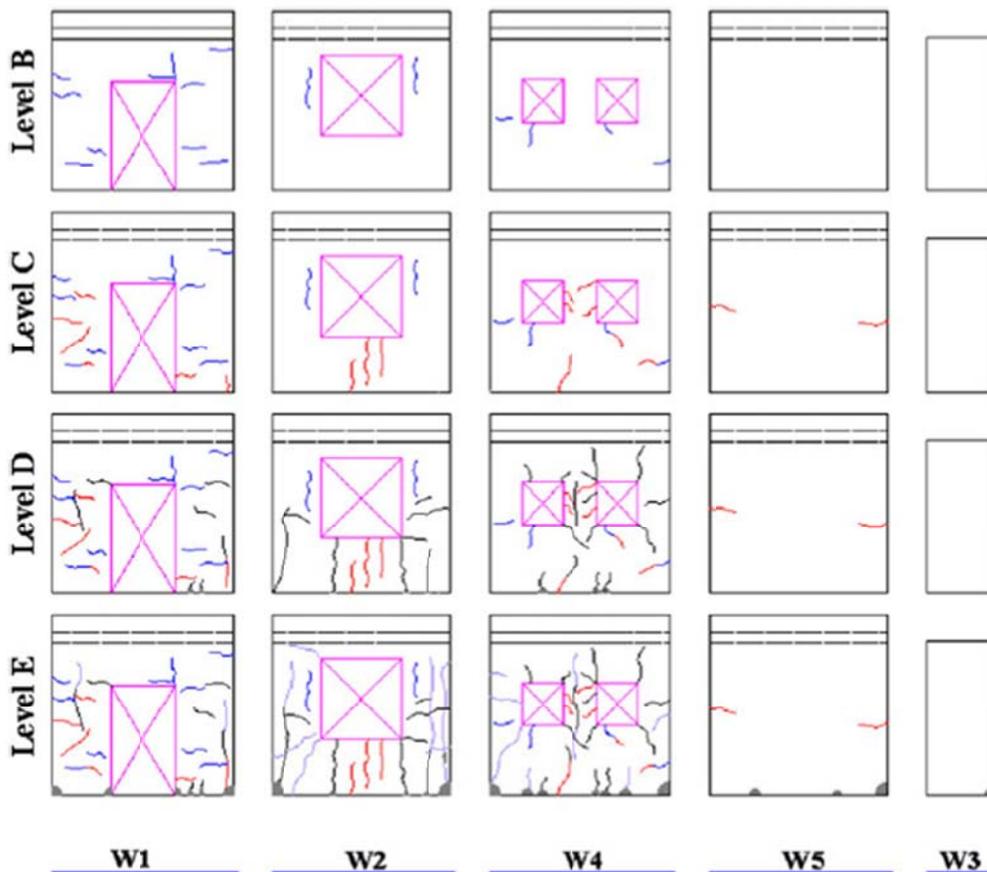


Figura 2.20. Quadro fessurativo per PGA pari a 0.4g, 0.5g, 0.7g ed 1.4g.



Figura 2.21. Foto delle fessure sulla struttura.

Gli autori hanno osservato, innanzitutto, che all'aumentare della fessurazione, e quindi al ridursi della rigidezza, si riduce la frequenza naturale di vibrazione della struttura e si incrementa il periodo di vibrazione. Inoltre all'aumentare delle fessure sulla struttura il modo di vibrare in direzione Y diventa torsionale e il taglio nelle due direzioni X ed Y non viene assorbito totalmente dalle pareti in quelle direzioni ma in parte dalla pareti in direzione ortogonale al piano. In definitiva gli autori osservano che tale struttura presenta un ottimo comportamento per terremoti bassi o moderati mentre necessitano di maggiori dettagli costruttivi per terremoti elevati caratterizzati da alte frequenze naturali, vista anche l'elevata rigidezza della struttura.

2.2. LE PRESCRIZIONI NORMATIVE SULLE PARETI ESTESE DEBOLMENTE ARMATE

La definizione per gli edifici con pareti debolmente armati che si riscontra nelle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC2008, DM 14 gennaio 2008) individua il sistema in base a requisiti geometrici e di comportamento dinamico:

“Una struttura a pareti è da considerarsi come struttura a pareti estese debolmente armate se, nella direzione orizzontale d'interesse, essa ha un

periodo fondamentale, calcolato nell'ipotesi di assenza di rotazioni alla base, non superiore a T_C , e comprende almeno due pareti con una dimensione orizzontale non inferiore al minimo tra 4.0m ed i 2/3 della loro altezza, che nella situazione sismica portano insieme almeno il 20% del carico gravitazionale. Se una struttura non è classificata come struttura a pareti estese debolmente armate, tutte le sue pareti devono essere progettate come duttili.”

Dall'ultima affermazione si può dedurre che le pareti debolmente armate non sono considerate duttili, ma la norma precisa successivamente che si devono considerare in classe di duttilità “B” per quanto riguarda la scelta del fattore di struttura. L'Eurocodice 8 (EC8 2004) fornisce una definizione analoga ma aggiunge una precisazione sulla definizione degli edifici con pareti estese debolmente armate:

“E' sufficiente avere una sola parete che incontra le condizioni di sopra in una delle due direzioni, fissato che: (a) il fattore di struttura q_0 in quella direzione è diviso per 1.5 e (b) che ci sono almeno due pareti che rispettano le condizioni indicate in precedenza nella direzione ortogonale.”

Inoltre, l'EC8 aggiunge una nota in cui chiarisce che per tale tipo di parete si ritiene che l'energia sismica venga trasformata in energia potenziale (attraverso un temporaneo sollevamento delle masse strutturali) e che l'energia venga dissipata attraverso movimenti di corpo rigido (rocking). Per queste pareti, viste le dimensioni, o lo scarso collegamento alla base, o la mancata connessione con grandi pareti trasversali, non si verifica la rotazione con formazione di cerniere plastiche; pertanto esse non possono essere progettate per la dissipazione di energia attraverso cerniere plastiche alla base. Per quanto riguarda il fattore di struttura, le indicazioni della NTC2008 e dell'EC8 coincidono perché il fattore di struttura da considerare è quello delle strutture a pareti non accoppiate di classe B, che assume valore pari a 3. Tuttavia si deve

osservare che il fattore di struttura deve essere corretto mediante un fattore k_w calcolato come segue:

$$k_w = \begin{cases} 1.00 & \text{per strutture a telaio} \\ & \text{e miste equivalenti a telai} \\ 0.5 \leq (1 + \alpha_0) / 3 \leq 1 & \text{per strutture a pareti,} \\ & \text{miste equivalenti a pareti,} \\ & \text{torsionalmente deformabili} \end{cases}$$

dove α_0 è il valore assunto in prevalenza dal rapporto tra altezze e larghezze delle pareti. Nel caso in cui gli α_0 delle pareti non differiscano significativamente tra di loro, il valore di α_0 per l'insieme delle pareti può essere calcolato assumendo come altezza la somma delle altezze delle singole pareti e come larghezza la somma delle larghezze.

Per quanto riguarda la gerarchia delle resistenze, sia la norma italiana che quella europea confermano la necessità di amplificare il taglio in analogia a come si procede per le pareti progettate in CD" B". Infine per la realizzazione dei dettagli costruttivi nella NTC2008 viene sottolineata la differenza tra le pareti duttili e quelle debolmente armate, da cui si evince che le armature non devono rispettare le indicazioni normative finalizzate ad ottenere una elevata duttilità.

Nell'EC8, invece, vengono fornite alcune informazioni specifiche per le armature:

- se la sollecitazione di taglio è minore della resistenza a taglio della sezione senza armatura a taglio secondo l'Eurocodice2, si può derogare all'armatura d'anima minima;
- se non si verifica la precedente circostanza, l'armatura a taglio si deve calcolare con un modello di traliccio o puntone-tirante;
- l'ancoraggio delle armature di cucitura delle zone orizzontali di

- collegamento deve essere maggiorato;
- si devono prevedere delle zone alle estremità dove concentrare le armature verticali per la resistenza a flessione, dove sono previste staffe e legature con determinate limitazioni; inoltre, almeno per il primo piano le armature verticali non devono avere un diametro inferiore a 12mm mentre per gli altri piani deve essere non inferiore a 10mm;
 - l'armatura verticale deve essere soddisfacente per la resistenza a flessione composta ma non eccessiva;
 - si devono prevedere armature di collegamento verticali ed orizzontali in corrispondenza (a) delle intersezioni tra pareti e tra anima e ali delle pareti, (b) dei livelli degli impalcati, (c) intorno alla aperture.

In conclusione se da un lato le indicazioni della norma italiana sembrano distinguere le pareti debolmente armate da quelle duttili, lasciando intendere che si possono non applicare le prescrizioni del capitolo 7, dall'altro consentono di adottare lo stesso fattore di struttura per tutti i tipi di pareti, assumendo una duttilità analoga. Viceversa la norma europea fornisce indicazioni sui dettagli costruttivi per garantire comunque la presenza di zone alle estremità della sezione in cui concentrare la resistenza a flessione e garantire maggiore duttilità.

2.3. BIBLIOGRAFIA

Cornell C.A., Krawinkler H., 2000. Progress and Challenges in Seismic Performance Assessment. PEER Center News 2000; 4(1): 1-3.

Dezhdar E., Adebar P., 2012. Estimating Seismic Demands on High-rise Concrete Shear Wall Buildings. Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering. 15WCEE, Lisboa, 24-28 september 2012.

Fintel M. P.E., 1995. Performance of Buildings With Shear Walls in Earthquake of the Last Thirty Years. Consulting Engineer Boca Raton Florida.

Fischinger M., Rejec K., Isaković T., 2012. Modeling Inelastic Shear Response of RC Walls. Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering. 15WCEE, Lisboa, 24-28 september 2012.

Fischinger M., Isaković T., Kante P., 2004. Seismic vulnerability evaluation of lightly reinforced walls. 13th World Conference on Earthquake Engineering Vancouver, B.C., Canada August 1-6, 2004 Paper No. 468

Jünemann R., Hube M., De La Llera J.C., Kausel E., 2012. Characteristics of Reinforced Concrete Shear Wall Buildings Damaged During 2010 Chile Earthquake. Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering. 15WCEE, Lisboa, 24-28 september 2012.

Moroni M. O., 2002. Concrete shear wall construction. University of Chile, Santiago, Chile.

Kehoe B.E., Tureyen A.K., 2012. Seismic Evaluation of Concrete Wall Buildings. Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering. 15WCEE, Lisboa, 24-28 september 2012.

Pentangelo V., Magliulo G., Cosenza E., 2010 Analysis of buildings with large lightly reinforced walls, The 14th European Conference on Earthquake Engineering, Ohrid Macedonia.

Rezaifar O., Kabir M.Z., Taribakhsh M., Tehranian A., 2008. Dynamic behaviour of 3D-panel single-storey system using shaking table testing. *Engineering Structures*, Vol. 30, pp. 318–337.

Riddel R., 1992. Performance of R/C buildings in the 1985 Chile earthquake. *Earthquake engineering, tenth world conference*, Balkema, Rotterdam.

Telleen K. Maffei J., Heintz J., Dragovich J., 2012. Practical Lessons for Concrete Wall Design, Based on Studies of the 2010 Chile Earthquake. *Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering*. 15WCEE, Lisboa, 24-28 september 2012.

Urrego H., 2012. Seismic Forces Distribution between Walls with Different Capacity. *Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering*. 15WCEE, Lisboa, 24-28 september 2012.

Wood, S. L., Greer, W 1991. Collapse of Eight-Story RC Building During 1985 Chile Earthquake, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 117, No 2, pp.600-619.

Wood, S. L., 1991. Performance of reinforced concrete buildings during 1985 Chile earthquake: Implication for the design of structural walls. *Earthquake spectra*, vol. 7, n°4, pp. 607-638.

CAPITOLO 3

LA RIGIDEZZA NEL PIANO DELL'IMPALCATO IN C.A.

3.1 PREMESSA

Negli edifici gli impalcati giocano un ruolo importante nel comportamento sismico complessivo della struttura. Infatti, essi si comportano come elementi strutturali che, nel piano orizzontale, non solo riuniscono e trasmettono le forze di inerzia ai sistemi strutturali verticali, ma stabiliscono il grado di partecipazione di detti sistemi nel contrastare l'azione sismica. Gli impalcati devono avere, pertanto, un'adeguata rigidezza e resistenza nel piano e devono essere collegati in maniera efficace agli elementi strutturali verticali. Non a caso tra i requisiti di regolarità in pianta degli edifici proposti dalla NTC2008 e dall'EC8-2004 vi è il seguente che riguarda gli implacati:

- *gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti.*

Nel seguito si esaminerà il comportamento dell'impalcato nel piano in termini di rigidezza e il suo ruolo nella ripartizione delle azioni sismiche al variare di quest'ultima.

3.2 COMPORTAMENTO DELL'IMPALCATO NEL PIANO

L'impalcato, sotto azioni sismiche può avere due comportamenti limite nel proprio piano: il primo è costituito da un impalcato infinitamente rigido nel proprio piano; mentre il secondo è costituito da un impalcato infinitamente deformabile. L'impalcato rigido impone una drastica riduzione ai gradi di libertà del problema in quanto lo spostamento di tutti gli elementi strutturali verticali è riconducibile alle due traslazioni orizzontali ed alla rotazione dell'impalcato. Pertanto l'impalcato si può schematizzare come un lastra-trave soggetta alle forze di inerzia dovuta al sisma, di tipo distribuito, ed alle reazioni

elastiche degli elementi resistenti (Figura 3.1).

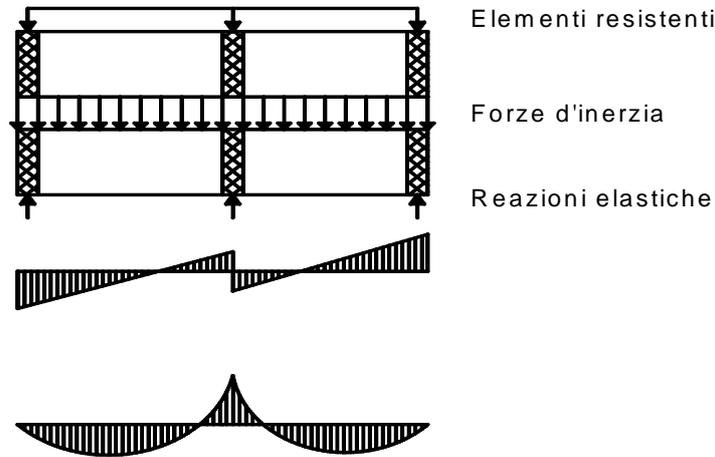


Figura 3.1. Azioni a cui è sottoposto l'impalcato in condizioni sismiche.

Per essere nelle condizioni di impalcato infinitamente rigido bisogna verificare, quindi, che la sua deformazione elastica nel piano sia trascurabile rispetto allo spostamento in corrispondenza degli elementi resistenti (Figura 3.2).

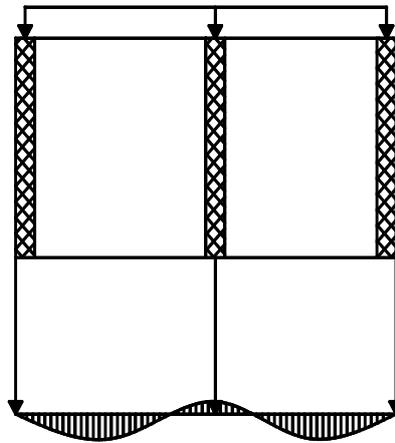


Figura 3.2. Deformata del solaio per azioni sismiche.

Nel caso di impalcato infinitamente deformabile gli elementi resistenti sono indipendenti fra loro e ciascuno è soggetto alle forze di inerzia dovute alle masse direttamente ad esso applicate, secondo le rispettive aree d'influenza. Le forze sismiche si distribuiscono allo stesso modo dei carichi verticali e non vi è alcuna possibilità di redistribuzione in quanto i vari elementi da cui è costituito

il solaio non sono in grado di trasmettere spostamenti mutui.

Con riferimento alla Figura 3.3, nel caso di impalcato rigido, per condizioni di simmetria, esso subisce una pura traslazione e ciascuno dei tre elementi resistenti, supposti di eguale rigidezza, è sollecitato da una forza pari ad $1/3$ di quella complessiva. Nel caso di impalcato deformabile assumendo che il solaio sia appoggiato trasversalmente sugli elementi, l'elemento resistente centrale è soggetto ad $1/2$ della forza complessiva, mentre i due elementi di estremità ad $1/4$; pertanto non si ha un ottimale sfruttamento dei tre elementi di eguale rigidezza e resistenza.

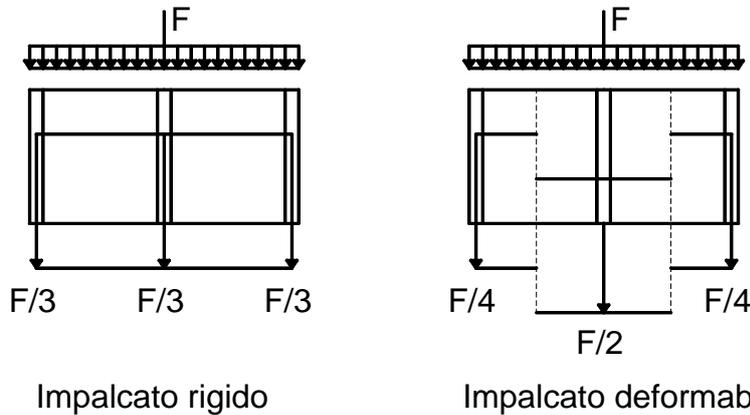


Figura 3.3. Ripartizione delle azioni sismiche con impalcato rigido e flessibile.

Se gli elementi resistenti sono solo due allora il problema diviene isostatico, e quindi indipendentemente dalla rigidezza dell'impalcato; ciascun di essi è soggetto alla metà della forza complessiva, anche se le rigidezze dei due elementi sono diverse.

Nell'ipotesi di impalcato infinitamente rigido nel proprio piano la ripartizione delle forze orizzontali globali relative all'impalcato fra i vari elementi resistenti (ad esempio telai o pareti) si effettua conoscendo, per ciascuno di tali elementi, la rigidezza traslante K , ovvero la forza orizzontale da applicare per ottenere lo spostamento orizzontale unitario. Il generico elemento risulta dunque caratterizzato da una relazione elastica del tipo:

$$F = K \cdot \delta$$

In pratica dunque il problema si modella con un elemento bidimensionale rigido nel proprio piano vincolato elasticamente da un insieme di molle traslazionali di rigidezza K . Ad esempio nel caso del telaio con traverso rigido, applicando una forza F in testa a ciascun ritto si ha:

$$F = 12 \frac{E \cdot I}{H^3} \cdot \delta$$

Quindi la rigidezza traslante K è data da:

$$K = n \cdot 12 \frac{E \cdot I}{H^3}$$

con n pari al numero di ritte del telaio.

Nel seguito si analizzerà in primo luogo il caso di ripartizione della forza globale F , applicata nel centro dell'impalcato, in presenza di assi di simmetria. In tal caso è evidente che l'impalcato subisce una semplice traslazione, per cui tutti gli spostamenti δ_i degli elementi irrigidenti vengono a coincidere con lo spostamento del baricentro δ . Per ciascuno elemento vale la seguente relazione elastica:

$$F_i = K_i \cdot \delta$$

Per l'equilibrio la somma delle forze ripartite fra i vari elementi deve eguagliare la forza F complessivamente applicata e si ottiene:

$$\sum_i F_i = \delta \cdot \sum_i K_i = F$$

si ha quindi in definitiva:

$$F_i = K_i \cdot \frac{F}{\sum_i K_i}$$

Quindi ciascun elemento partecipa alla ripartizione della forza F in proporzione alla propria rigidezza traslante, mediante un coefficiente di ripartizione tagliante. Nel caso in cui il punto di applicazione delle forze (baricentro delle masse CM) coincida con il punto di risposta della struttura (baricentro delle

rigidezze CR) allora si avrà nel caso di impalcato infinitamente rigido un solo movimento di traslazione della struttura; nel caso in cui i due punti non coincidano si avrà anche un movimento rotazionale dovuto alla presenza di un momento torcente che comporta sia un aumento della forza di taglio su alcuni elementi resistenti sia ulteriori spostamenti di interpiano che sono tanto maggiori rispetto al baricentro delle rigidezze quanto gli elementi sono distanti da esso (Figura 3.4), creando un comportamento irregolare con elementi molto più sollecitati di altri.

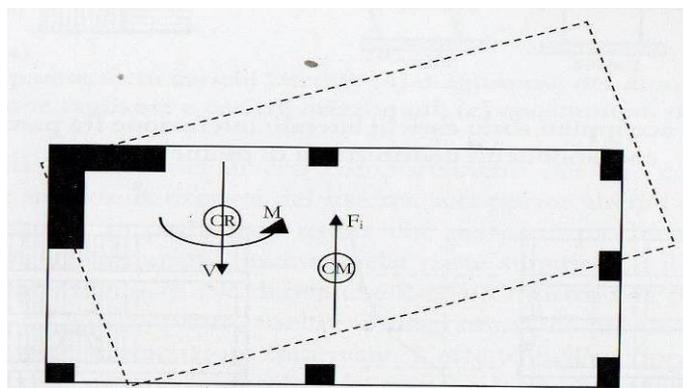


Figura 3.4. Deformata di impalcato rigido con $CM \neq CR$.

Si osserva che il valore della rotazione nell'impalcato ϕ è inversamente proporzionale alla rigidezza torsionale I . Quindi se nella struttura non vi è coincidenza tra baricentro della masse e baricentro delle rigidezze conviene comunque avere elementi irrigidenti molto centrifugati in modo da conseguire un'elevata rigidezza torsionale complessiva.

3.3 STUDI PRESENTI IN LETTERATURA

Nelle analisi ingegneristiche, per semplicità computazionale, e a causa della complessità di definire di individuare la rigidezza nel piano dell'impalcato, i solai sono generalmente trattati come elementi infinitamente rigidi o infinitamente deformabili nel proprio piano. Entrambe le ipotesi semplificano notevolmente la soluzione sia se sono utilizzate tecniche approssimate che più

elaborate analisi automatiche, in particolare il caso di impalcato infinitamente rigido comporta una considerevole riduzione dei gradi di libertà della struttura. Tuttavia la deformabilità nel piano dell'impalcato può influenzare significativamente la ripartizione delle azioni sismiche sul sistema resistente laterale rispetto a questi due casi limite e in alcuni casi i suoi effetti non possono essere trascurati. In letteratura sono presenti diversi studi riguardo al problema, che mirano inoltre a fornire dei metodi semplici e veloci da applicare per poter capire se l'assunzione di impalcato rigido è lecita e che livello di errore comporta.

3.3.1 Effetto della deformazione nel piano dell'impalcato sulla risposta sismica delle strutture

Diversi ricercatori hanno eseguito analisi per valutare l'errore connesso con l'assunzione di impalcato rigido e fornire quindi indicazioni su quando è lecita tale assunzione, considerando diverse tipologie di strutture, che si differenziano sia per lo schema strutturale (a telai, a pareti, a telai e pareti) sia per altri fattori, come la forma in pianta, il rapporto lunghezza/larghezza (L/W), il rapporto altezza di piano/lunghezza (H/L), il numero di piani, e la posizione delle pareti. È ben noto che, l'influenza delle deformazioni nel piano dell'impalcato sulla distribuzione delle sollecitazioni sulla struttura di un edificio, è dipendente dal rapporto tra la rigidezza del sistema resistente laterale rispetto a quella nel piano dell'impalcato (Goldberg 1967) ed aumenta all'aumentare di tale rapporto. Pertanto il concetto di rigidezza del solaio non è un concetto indipendente dalla struttura verticale a cui si riferisce, e la valutazione della sua deformabilità deve essere stimata esaminando l'intera struttura.

Per quanto riguarda le strutture intelaiate, sono stati analizzati da Ju e Lin, (1999) edifici rettangolari con diversi rapporti di forma (L/W) fino ad un valore di 8, che rappresenta gli edifici particolarmente allungati, e strutture

irregolari in pianta con forma ad U, ed L, con un diverso numero di piani, appurando, che l'assunzione di impalcato rigido comporta un errore nella valutazione del taglio sui telai molto basso, e comunque inferiore al 10% per tutti i casi analizzati. Anche la presenza di aperture nei solai, che determina una riduzione della rigidezza dello stesso, Saffarini e Qudaimat, (1992), in generale non comporta un incremento significativo dell'errore. Ciò è dovuto all'elevata rigidezza nel piano dell'impalcato rispetto a quella traslante delle colonne.

In generale, inoltre, si può affermare che nel caso di distribuzione uniforme delle rigidezze laterali (Dolce, Lorusso, Masi, 1992), l'ipotesi di impalcato rigido e quella di impalcato deformabile, portino sostanzialmente agli stessi valori di resistenza e di duttilità richiesta negli elementi resistenti verticali.

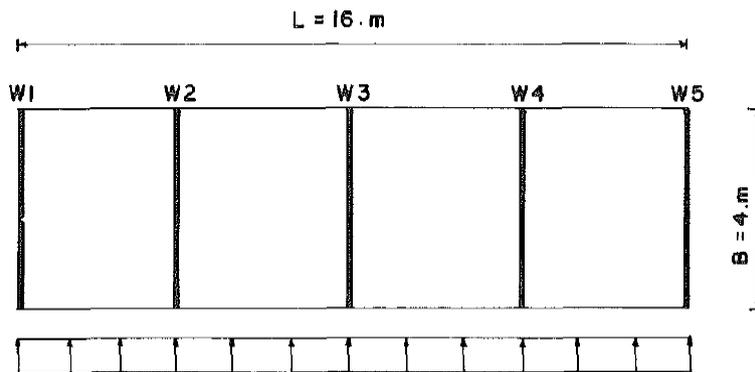
La situazione si presenta invece diversa nel caso di strutture in cui siano presenti come elementi resistenti laterali pareti o pareti e telai. In questi casi infatti, il rapporto tra la rigidezza traslante del sistema resistente verticale rispetto a quella nel piano dell'impalcato è decisamente più alto che nelle strutture intelaiate, portando così ad un aumento significativo dell'errore nella valutazione delle azioni sulle strutture portanti quando si assume l'ipotesi di impalcato rigido. A tale proposito nel seguito si riassumono gli effetti della deformabilità dell'impalcato per queste tipologie di strutture al variare dei diversi fattori considerati (Saffarini e Qudaimat, 1992).

a) Altezza di piano

Gli autori hanno analizzato un edificio rettangolare ad un piano, con quattro campate in una direzione e una nell'altra, sottoposto ad un carico orizzontale uniformemente distribuito in corrispondenza dell'impalcato, atto a simulare l'azione di un sisma (Figura 3.5).

L'edificio è stato studiato considerando la reale deformabilità dell'impalcato, giungendo alla conclusione che la ripartizione del taglio nelle pareti esaminate (W1, W2, W3) diventa sempre più simile a quella che si avrebbe con

l'assunzione di impalcato rigido, all'aumentare del rapporto (H/L), essendo H l'altezza dell'edificio ed L la lunghezza, così come è lecito aspettarsi, in quanto in questo modo tende a diminuire il rapporto tra la rigidezza del sistema resistente laterale rispetto a quella dell'impalcato nel piano e quindi l'errore connesso con l'assunzione di impalcato rigido.



EARTHQUAKE EQUIVALENT LOAD

Figura 3.5. Pianta dell'edificio con sistema resistente laterale composto da pareti a taglio di 0.15m di spessore e da solette massicce di 0.20m di spessore.

Di seguito si riporta il grafico con i risultati ottenuti.

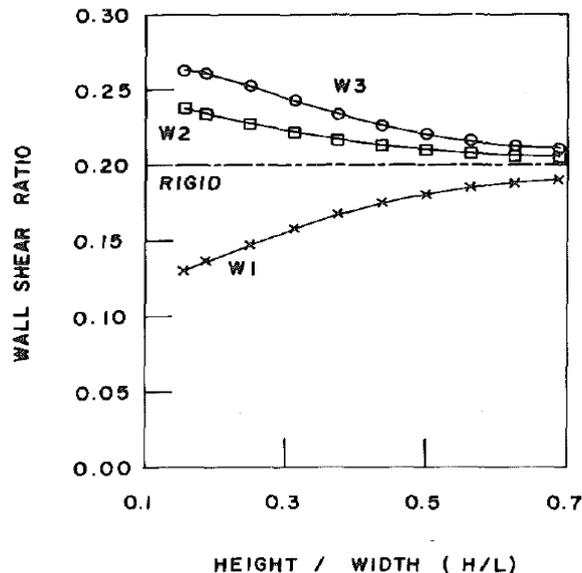


Figura 3.6. Rapporto del taglio alla base nelle pareti W1, W2, e W3 rispetto al rapporto altezza/larghezza dell'edificio.

Dal grafico si può osservare come per le pareti interne (W2 e W3), nel caso di rapporti $H/L < 0.15$, il taglio raggiunge valori circa pari al doppio di quello della parete esterna (W1). Ciò è coerente con il calcolo del taglio tramite l'utilizzo dell'area di influenza e quindi per tali valori, l'impalcato deve necessariamente essere considerato deformabile.

b) Numero di piani

Con riferimento all'edificio rappresentato in Figura 3.5, è stato fatto variare il numero di piani, ed è risultato che l'errore sulla valutazione del taglio di base delle pareti, connesso con l'assunzione di impalcato rigido diminuisce all'aumentare di tale numero, essendo la riduzione della rigidezza traslante delle strutture commisurata con l'aumento del numero di piani.

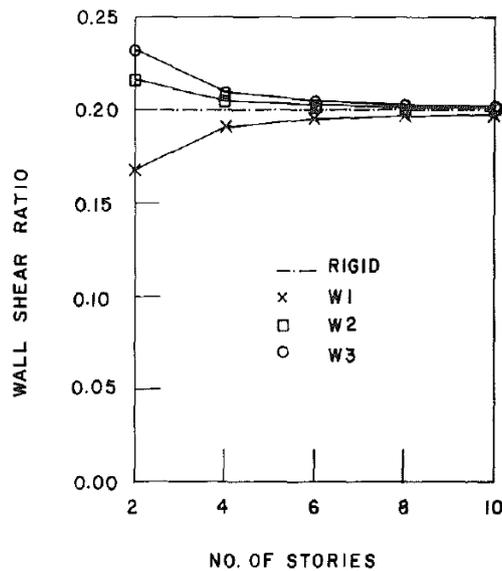


Figura 3.7. Rapporto del taglio alla base nelle pareti W1, W2, e W3 rispetto al numero di piani.

Per quanto riguarda l'errore nel taglio di interpiano, per gli edifici con più di quattro piani, questo è dipendente solamente dal numero di piani al di sotto di quello considerato, ed indipendente dal numero totale di piani. Inoltre tale errore risulta insignificante nei piani superiori al quarto.

L'effetto della variazione del numero di piani è stato analizzato anche per un

edificio con struttura portante costituita da telai e pareti esterne, così come mostrato di seguito (Figura 3.8).

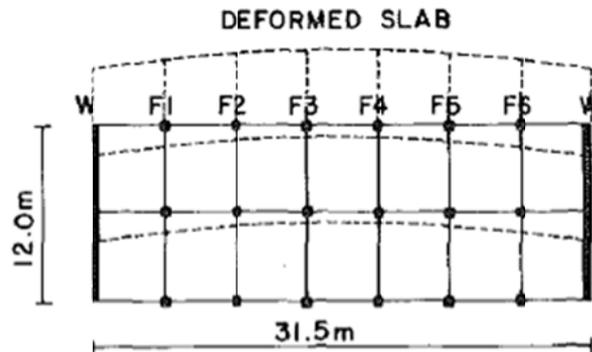


Figura 3.8. Edificio I con struttura a telaio e pareti esterne.

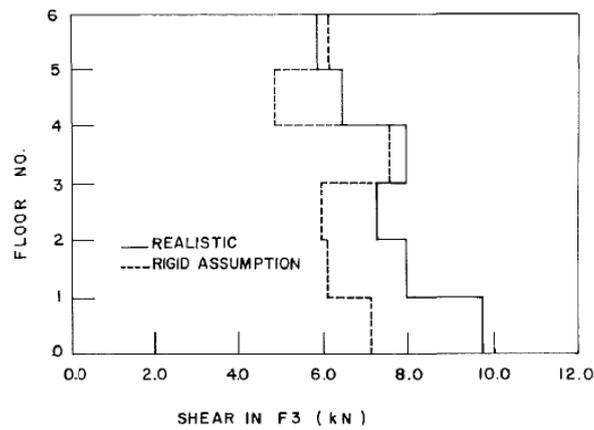
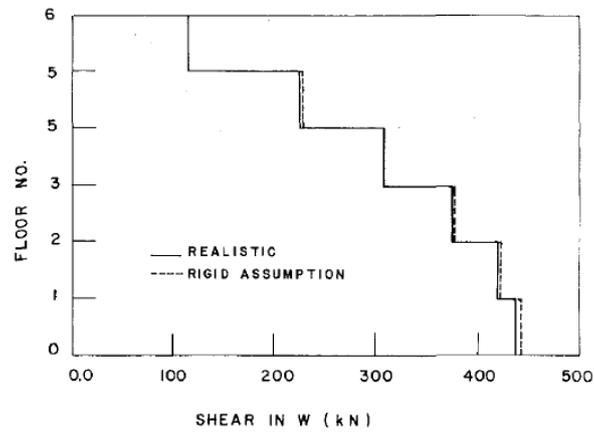


Figura 3.9. Distribuzione del taglio nella parete W e nel telaio F3 per l'edificio con sei piani con configurazione I.

In questo caso è stato osservato che l'assunzione di impalcato rigido tende a

sottostimare il taglio nei telai centrali e a sovrastimarlo nelle pareti (Figura 3.9). L'errore per il taglio delle pareti è relativamente piccolo (1%), mentre per un edificio costituito da sei piani, per i telai l'errore è risultato essere anche maggiore del 26%

c) Posizione delle pareti negli edifici con struttura portante a telai e pareti

Per strutture in cui sono presenti pareti a taglio, non è importante solamente la loro dimensione, ma anche la loro posizione. Sono stati studiati tre edifici di sei piani con diversa disposizione delle pareti, così come mostrato in Figura 3.10.

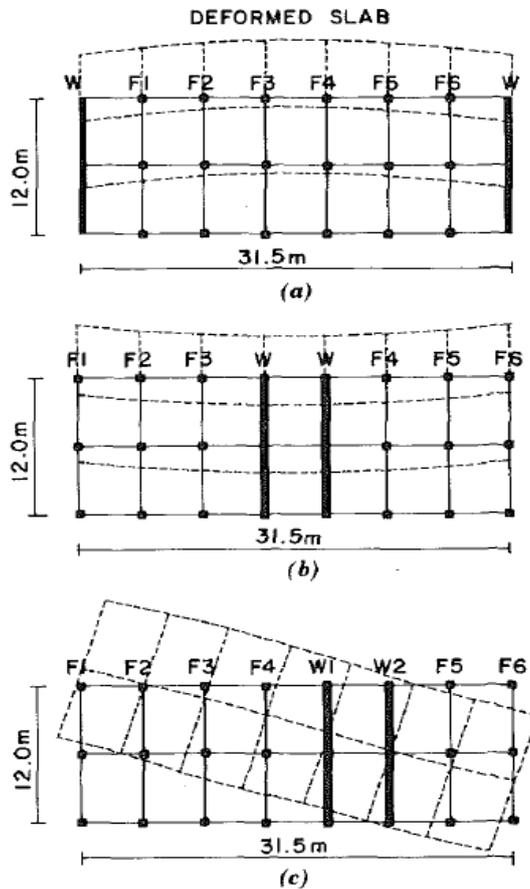


Figura 3.10. Configurazione degli edifici considerati per esaminare l'effetto della disposizione delle pareti con le deformazioni dell'impalcato. (a) Edificio I, disposizione simmetrica con pareti esterne; (b) Edificio II, disposizione simmetrica con pareti interne; (c) Edificio III, disposizione non simmetrica.

L'edificio I ha le pareti a taglio alle due estremità, l'edificio II le ha nel mezzo,

mentre l'edificio III ha due pareti a taglio sfalsate dal centro dell'edificio. Come in tutti gli edifici simmetrici a telai e pareti studiati, il taglio nelle pareti negli edifici I e II è poco influenzato dall'assunzione di impalcato rigido. Le forze di taglio delle colonne dei telai, tuttavia, raggiungono un errore del 26% per i telai centrali dell'edificio I e del 20% per gli altri telai dell'edificio II. Nel caso dell'edificio III, anche nelle pareti, l'errore dovuto all'assunzione di impalcato rigido è rilevante. In particolare si raggiunge un valore del 65% nella parete W2. Un errore più basso è stato rilevato per la parete W1, vista la sua maggiore vicinanza al centro di torsione del piano.

d) Rapporto di forma (L/W)

Considerando ancora edifici con configurazione come quella indicata in figura 6, facendo variare il rapporto di forma (L/W), in cui vi è la dimensione minore in pianta, da 2.6 a 1.5, l'errore sulla valutazione degli sforzi passa dal 26% al 13%. Ciò riflette la minore rigidità nel piano dell'edificio allungato.

e) Caratteristiche del solaio

Altri fattori che vanno ad influenzare l'errore connesso con l'assunzione di impalcato rigido per tutte le tipologie di strutture esaminate (a telai, a pareti, a telai e pareti) sono la tipologia e spessore del solaio, e la presenza di aperture nello stesso.

Nel primo caso, l'incremento di spessore del solaio porta ovviamente ad un incremento della rigidità nel piano dello stesso con diminuzione quindi dell'errore connesso con l'assunzione di impalcato rigido.

La presenza di aperture nel solaio, comporta invece una riduzione della rigidità nel piano dello stesso, con incrementi dell'errore connessi con l'assunzione di impalcato rigido. In particolare sono stati osservati valori dell'errore dello 0.8%, del 2.5% e del 18% rispettivamente nei casi di strutture intelaiate senza aperture nei solai, con aperture nei solai, e strutture a pareti e telai con aperture nei solai (Figura 3.11).

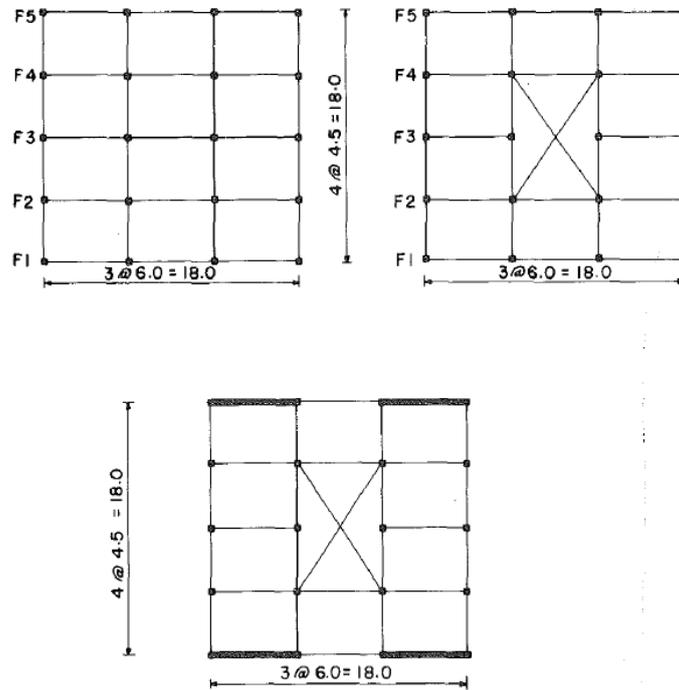


Figura 3.11. Schemi degli edifici utilizzati per esaminare l'effetto delle aperture nel solaio.

Studi recenti (Kehila Fouad, Zerzour Ali, Remki Mustapha, 2012) sono stati eseguiti su edifici con struttura a telai ed edifici con struttura a pareti con numero di piani pari a 5, 10, e 15 per valutare l'effetto della deformabilità degli impalcati sugli spostamenti laterali e sul periodo fondamentale di vibrazione di tali strutture soggette ad azioni sismiche.

Per quanto riguarda gli spostamenti, questi sono mostrati in Figura 3.12 e Figura 3.13.

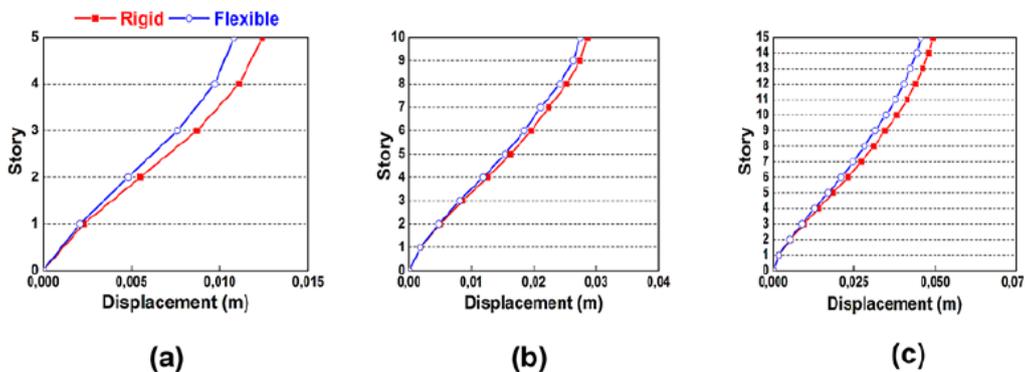


Figura 3.12. Spostamenti delle strutture a telaio. (a) 5 piani, (b) 10 piani, (c) 15 piani.

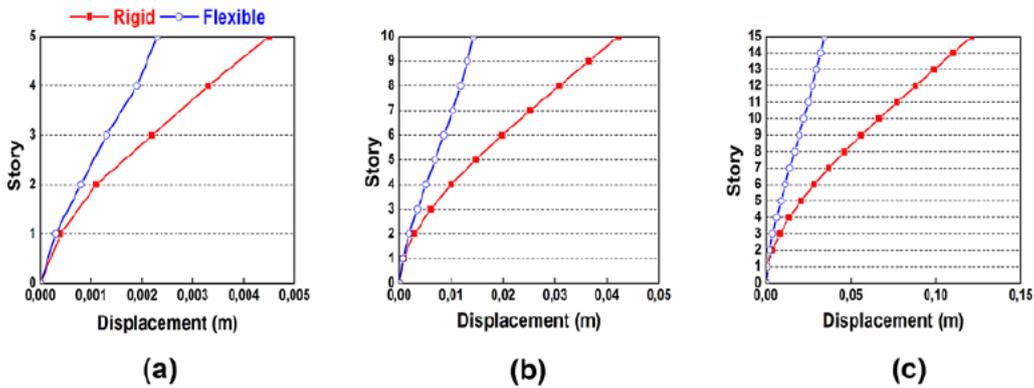


Figura 3.13. Spostamenti delle strutture a pareti. (a) 5 piani, (b) 10 piani, (c) 15 piani.

Gli spostamenti laterali risultano maggiori con l'assunzione di impalcato rigido. Inoltre tali variazioni risultano essere abbastanza contenute per gli edifici a telai, dove nel caso (a) si arriva a una differenza massima del 13%. Nel caso delle strutture a pareti, invece, la differenza di spostamento è molto più marcata, infatti considerando la reale deformabilità dell'impalcato, si arriva a riduzioni del 67% e del 72% rispettivamente per i casi (b) e (c).

Nella Figura 3.14 e Figura 3.15 si riportano l'andamento dei periodi dei modi di vibrare per le strutture analizzate.

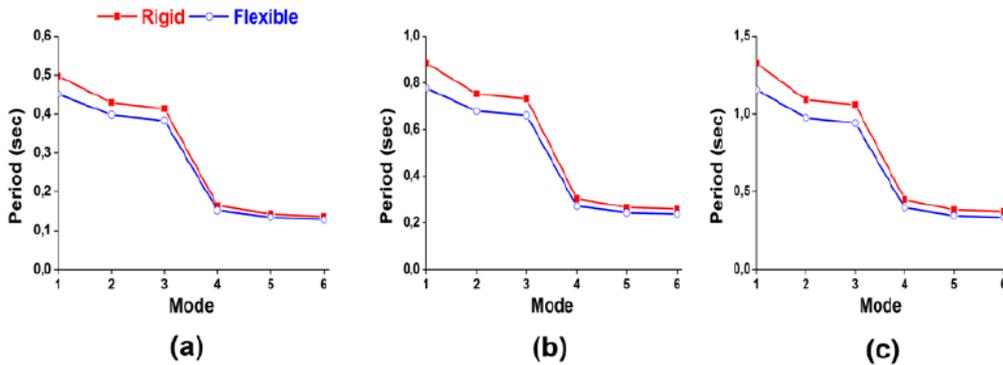


Figura 3.14. Periodi di vibrazione per le strutture a telai. (a) 5 piani, (b) 10 piani, (c) 15 piani.

Esse mostrano in tutti i casi che, il periodo di vibrazione è più breve quando viene considerata la reale deformabilità dell'impalcato. Tale effetto è più evidente nelle strutture con pareti a taglio. Inoltre, le differenze sono più

significative nei modi più significativi nella risposta sismica della struttura che sono i primi.

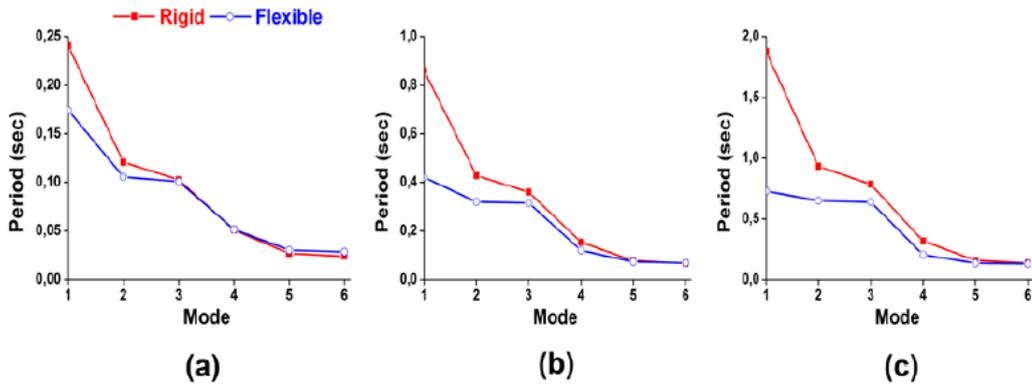


Figura 3.15. Periodi di vibrazione per le strutture a pareti. (a) 5 piani, (b) 10 piani, (c) 15 piani.

C'è da sottolineare come l'ipotesi di impalcato rigido possa non essere cautelativa nella determinazione dei carichi sismici. Infatti, un incremento di periodo nella regione dello spettro relativa ai periodi bassi, caratterizzata da un ramo crescente, può comportare un errore nella stima dell'accelerazione spettrale e, di conseguenza, delle azioni sismiche.

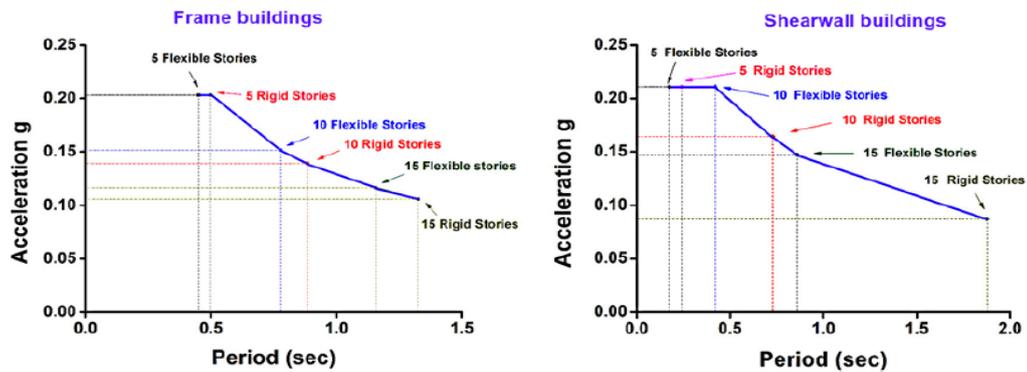


Figura 3.16. Differenza di accelerazione tra impalcato rigido e deformabile.

Plan Type	Frame		Shearwall	
	Rigid	Flexible	Rigid	Flexible
5-Story	1352,27	1433,36	1552,01	1655,26
10-Story	1853,54	2210,52	2135,2	3069,23
15-Story	2452,85	3128,71	2879,27	3876,08

Tabella 3.1. Taglio alla base (unità: kN).

Sono stati eseguiti inoltre dei test su tavola vibrante di modelli in scala 1:6 (Panahshahi, Reinhorn, Kunnath, Le-Wu Lu, Ti Huang, Kai Yu, 1991) di edifici in c.a. a singolo piano con impalcati deformabili (sostenuti all'estremità da pareti e all'interno da telai). È stato rilevato innanzitutto, tramite correlazione con analisi numeriche, che i modelli in scala possono essere appropriatamente utilizzati per studiare la risposta dinamica non lineare degli edifici con diaframmi deformabili e che, per forti terremoti, qualora all'impalcato sia attribuita una resistenza finita, lo snervamento dello stesso nella zona più debole dovuta alla non uniforme distribuzione della rigidità degli elementi verticali, comporta una distribuzione considerevole della quantità della forza di taglio di base dagli elementi di estremità ai telai interni, mentre la rigidità complessiva della struttura si riduce sensibilmente. La quota del taglio di base portata dai telai interni può più che quadruplicarsi mentre il periodo del modello strutturale si incrementa anche fino al 50%. La redistribuzione del taglio comunque, non ha comportato, per la struttura provata, un incremento significativo della domanda di duttilità sui telai interni. Tuttavia è atteso che per alcune strutture, queste domande possano eccedere le capacità abitualmente fornite dalla progettazione.

In conclusione si può affermare che l'effetto della deformabilità dell'impalcato nella valutazione della risposta sismica delle strutture non sempre è trascurabile. Questo in particolar modo per le strutture a telai e pareti, dove le deformazioni nel piano impongono una richiesta di resistenza e duttilità nei telai interni maggiore di quella prevista con l'assunzione di impalcato rigido. Il risultato è una progettazione non conservativa dei telai ed in caso di un forte sisma, questo può portare a gravi danni dei telai e alla eventuale perdita di resistenza al carico verticale delle colonne. Ma anche negli edifici a pareti la stima della deformabilità dell'impalcato è di fondamentale importanza perché determina la ripartizione delle azioni tra le pareti ed il solaio si presenta

generalmente deformabile rispetto alle pareti.

Come già introdotto, l'ipotesi di impalcato rigido determina una distribuzione del taglio di base negli elementi verticali che dipende dalla loro rigidezza. Quando si adotta l'ipotesi di impalcato deformabile, la distribuzione dell'azione orizzontale tende a quella dei carichi verticali. Progettando con l'ipotesi di impalcato deformabile, però, si rischia di sottostimare gli elementi più rigidi, sia per quanto riguarda la domanda in resistenza che in duttilità. Infatti, sotto forti terremoti, nel momento in cui le strutture verticali snervano, il rapporto tra rigidezza dell'impalcato e rigidezza traslazionale degli elementi verticali aumenta, e l'impalcato tende a comportarsi come rigido. Conseguentemente si verifica una distribuzione degli spostamenti differente da quella ottenuta con l'analisi elastica, con l'incremento delle azioni, e della richiesta di duttilità, negli elementi più rigidi.

3.3.2 Effetto della deformabilità di piano sulla risposta sismica dei sistemi torsionalmente sbilanciati

La risposta dinamica e sismica dei sistemi strutturali con impalcati deformabili è stata studiata in passato per le strutture intelaiate torsionalmente equilibrate (TB) (Goldberg e Herness, 1965) sia con impalcato che con elementi resistenti laterali assunti elastico-lineari. Si è arrivati alla conclusione (Shepherd e Donald, 1967) che, per gli edifici simmetrici, trascurando l'effetto della deformabilità del piano, le proprietà dinamiche non cambiano significativamente. Per gli edifici stretti e lunghi con uguale numero di telai e piani, oltre che alle stesse masse concentrate alle intersezioni dei piani e dei telai, i modi di vibrare che includono le deformazioni dell'impalcato non sono eccitati dal movimento del terreno (Jain e Jennings, 1985).

Per i sistemi elastico-lineari torsionalmente sbilanciati (TU) con impalcati deformabili, nei casi di piani con distribuzione irregolare di masse o rigidezze,

lo squilibrio torsionale può aggravare gli effetti della deformabilità di piano. Inoltre, in taluni casi, le accelerazioni dell'impalcato e delle pareti a taglio possono aumentare. Gli effetti torsionali comunque, possono essere anche significativamente ridotti quando la deformabilità di piano aumenta (Tena-Colunga e Abrams, 1996).

Per lo studio dei sistemi TU (De La Colina, 2000), sono stati utilizzati semplici modelli di impalcato rettangolari sostenuti da quattro telai (Figura 3.17). L'impalcato ha dimensioni in pianta a e b , con $b = 2 \cdot a$. Il telaio 1 in direzione Y è assunto più rigido del telaio 2 e pertanto, il centro della rigidità (CR) è localizzato alla sinistra del centro geometrico dell'impalcato (CM). Il telaio 3 è assunto identico al telaio 4. Per una distribuzione uniforme della massa al piano, il sistema è torsionalmente sbilanciato lungo la direzione Y . Le rigidezze iniziali e i periodi lungo entrambe le direzioni principali sono stati assunti uguali.

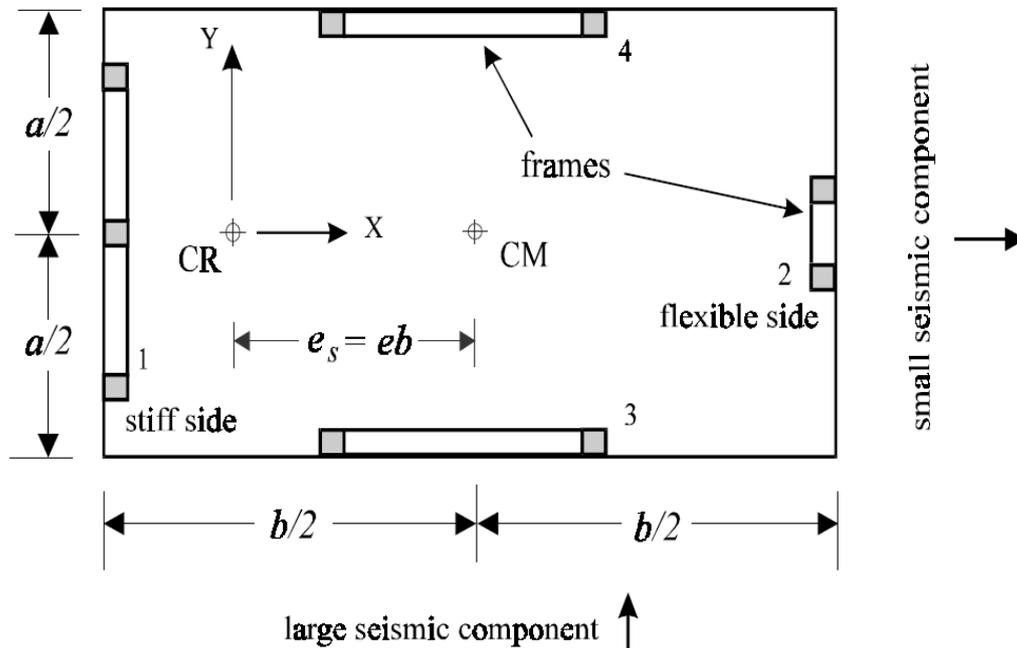


Figura 3.17. Modello strutturale e componenti del sisma.

L'impalcato è stato modellato con 16 elementi piani a 4 nodi agli elementi

finiti (Figura 3.18). Sono stati considerati quattro valori di flessibilità dell'impalcato utilizzando il parametro $rax = 100 \cdot E \cdot t / (E_0 \cdot b)$

dove:

- E è il modulo di elasticità;
- t è lo spessore;
- E_0 è il modulo di elasticità di riferimento;
- b è il lato più grande dell'impalcato.

Assumendo $t = b / 100$ per tutti i casi, la deformabilità dell'impalcato è stata controllata nell'analisi con il valore dei moduli di elasticità, cioè, $E = E_0 \cdot rax$, scegliendo:

- $E_0 = 20000 \text{ MPa}$
- $rax = 1.0, 0.1, 0.01, 0.001$

Il valore $rax = 1.0$ rappresenta il caso di impalcato rigido. Considerando $b = 10 \text{ m}$, il parametro $rax = 1.0$ potrebbe corrispondere ad un solaio di calcestruzzo armato con spessore di 10 cm . A titolo di confronto, $rax = 0.01$ potrebbe corrispondere a un solaio in legno di $3/4''$ di spessore.

Gli elementi resistenti laterali (telai) sono stati considerati a comportamento isteretico. La rigidezza post-snervamento nel modello isteretico è stata assunta uguale al 5% della rigidezza iniziale per tutti i telai.

I sistemi sono stati sottoposti a una serie di dieci registrazioni sismiche su suolo compatto e le analisi sono state condotte considerando sistemi con quattro valori di deformabilità dell'impalcato, tre valori del fattore riduttivo delle forze sismiche R , e dieci periodi laterali iniziali T uguali per entrambe le direzioni. Per studiare l'effetto della deformabilità dell'impalcato, sono stati utilizzati come parametri di risposta i valori medi dei picchi degli spostamenti dei telai 1, 2, e 3 (o 4) normalizzati rispetto ai valori calcolati per $rax = 1.0$ (impalcato rigido).

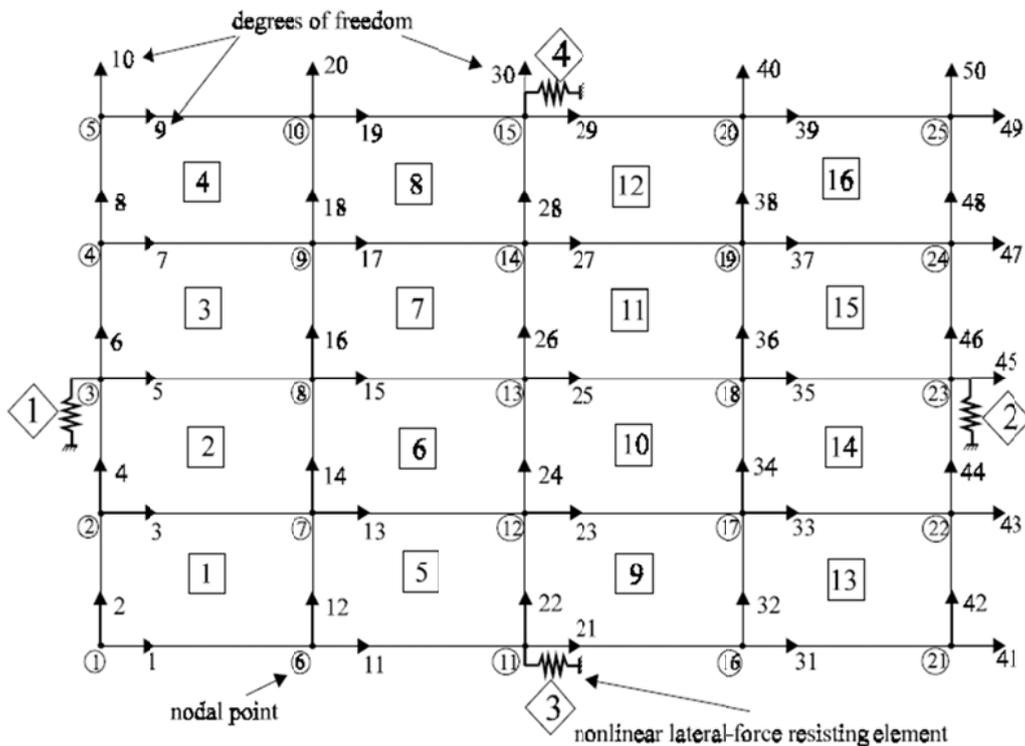


Figura 3.18. Schematizzazione del modello usando elementi finiti elastico-lineari e molle non lineari.

I risultati mostrano che l'incremento dei valori della rigidezza nel piano portano a una diminuzione degli spostamenti di picco medi (PDA) del telaio 1 per quasi tutti i periodi considerati e per tutti i valori di R utilizzati. Tuttavia, significativi incrementi di PDA (fino al 50%) possono essere osservati per sistemi con breve periodo ($T \leq 0.4s$). Inoltre gli effetti della deformabilità di piano sembrano diminuire con l'incremento dei valori del fattore riduttivo delle forze sismiche R e del periodo laterale iniziale di vibrazione T . Gli effetti della riduzione della flessibilità dell'impalcato per incremento dei valori di R e T sono dovuti all'incremento del rapporto tra la rigidezza del solaio e la rigidezza del sistema laterale. Analoghi risultati sono stati ottenuti per gli elementi in direzione X.

In conclusione si può affermare che gli spostamenti di picco medi (PDA) degli elementi resistenti laterali (telai) diminuiscono quando si incrementa la

deformabilità del piano dei sistemi con medio o grande periodo laterale iniziale ($T > 0.4s$). La PDA di questi elementi aumenta (fino al 50% in più) per sistemi con brevi periodi iniziali laterali ($T \leq 0.4s$). In tutti i casi, l'effetto della deformabilità dell'impalcato diminuisce quando si incrementano i valori del fattore di riduzione della forza sismica R e del periodo laterale iniziale di vibrazione T .

3.4 STIMA DELL'ERRORE CONNESSO ALL'ASSUNZIONE DELL'IPOTESI DI IMPALCATO RIGIDO

Come già sottolineato precedentemente il concetto di rigidità nel piano dell'impalcato ai fini dello studio della risposta sismica degli edifici è relativo a quello della rigidità del sistema laterale. È noto infatti, che, l'influenza delle deformazioni nel piano dell'impalcato sulla distribuzione delle sollecitazioni nella struttura di un edificio, è dipendente dal rapporto tra la rigidità nel piano dell'impalcato rispetto a quella del sistema resistente ai carichi laterali. Tale rapporto, secondo Saffarini e Qudaimat, 1992, definisce un fattore di rigidità nel piano R_i che è possibile calcolare tramite la seguente espressione:

$$R_i = \frac{I_s}{I_p} \cdot \left(\frac{H}{L} \right)^2$$

dove:

- H è l'altezza dell'edificio;
- L è la dimensione dell'edificio ortogonale al carico;
- I_p è il momento d'inerzia delle aree delle colonne e delle pareti a taglio, relative al primo piano, considerando che l'intero edificio si comporti come una mensola sottoposta a carichi laterali;
- I_s è il momento di inerzia nel piano del solaio e può essere calcolato utilizzando la seguente espressione:

$$- I_s = \frac{t \cdot B^3}{12} + \sum A_b \cdot x^2$$

in cui:

- B è la dimensione dell'edificio parallela al carico;
- t è lo spessore della soletta;
- A_b è l'area delle nervature lungo la direzione normale al carico;
- x è la distanza delle nervature dall'asse neutro del solaio.

Sempre secondo Saffarini e Qudaimat, da analisi eseguite su 37 edifici, di diversa tipologia, sia dal punto di vista dello schema strutturale, (a telaio, a pareti, misto telai-pareti), sia per quanto riguarda il numero di piani che la geometria in pianta, è risultato che:

- a) è possibile considerare l'impalcato rigido nella definizione della risposta sismica delle strutture senza commettere errori rilevanti sulla ripartizione delle azione tra gli elementi strutturali, quando il valore di $R_i > 0.7$. In questo caso l'errore che si commette rispetto al fatto di considerare la reale deformabilità dell'impalcato è minore del 5%;
- b) per $0.1 < R_i < 0.7$, l'errore associato all'assunzione di impalcato rigido è pari a $(33 - 40 \cdot R_i)\%$;
- c) Per valori di $R_i < 0.1$, l'assunzione di piano rigido non è giustificata.

Il grafico in Figura 3.18, riporta i valori dell'errore nella valutazione del taglio, rispetto al parametro R_i , per i 37 edifici analizzati. Tali punti si trovano al di sotto o, al limite, proprio sulla linea continua che rappresenta graficamente il margine di errore connesso con l'assunzione di impalcato rigido, secondo quanto riportato nei punti a), b), c).

Un ulteriore modo per stabilire quando l'assunzione di impalcato rigido è affidabile è stato ottenuto utilizzando un metodo statistico (Ju e Lin, 1999) per individuare una curva di regressione per stimare l'errore nell'analisi strutturale con impalcato rigido. Innanzitutto si definisce come coordinata y il valore

dell'errore tra le analisi con impalcato rigido e deformabile, mentre la coordinata x , ossia il valore in ingresso del modello, è definita come il rapporto tra la differenza di spostamento delle analisi con impalcato deformabile e rigido. Ogni coppia di analisi strutturali con impalcato deformabile e rigido fornisce un valore dell'errore ed un valore in ingresso del modello. Per determinare la formula dell'errore, è stata utilizzata l'analisi di regressione su 520 coppie di analisi strutturali.

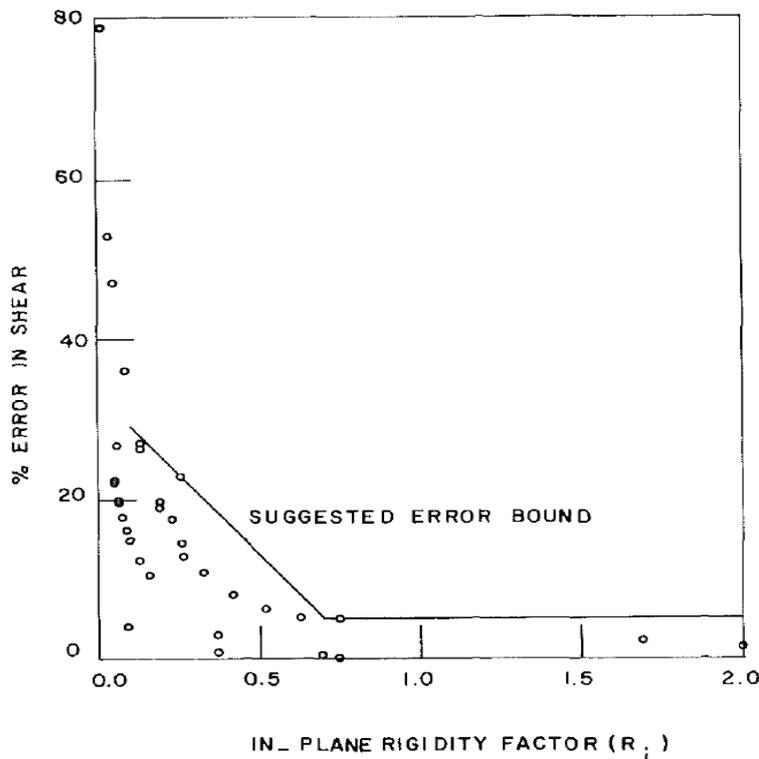


Figura 3.19. Prospetto dell'errore a taglio.

La disposizione dei sistemi con pareti a taglio può variare in modo casuale; tuttavia, è usuale utilizzare un sistema con pareti a taglio continuo e simmetrico. Questo studio considera solo edifici con pareti a taglio di questo tipo. Gli edifici comprendono 5, 11, 16, e 22 piani con altezza di piano di 3m e colonne distanziate di 7m. In Tabella 3.2 sono indicate le dimensioni degli elementi.

Story (1)	Column size (m) (2)	Beam size (m) (3)
<i>(a) 5-story building</i>		
Base (F1)	0.4 × 0.4	0.5 × 1.0
F2–roof	0.4 × 0.4	0.3 × 0.4
<i>(b) 10-story building</i>		
Base (F1)	0.6 × 0.6	0.8 × 2.0
F2–F5	0.6 × 0.6	0.3 × 0.6
F6–roof	0.5 × 0.5	0.3 × 0.5
<i>(c) 15-story building</i>		
Base (F1)	0.7 × 0.7	1.0 × 2.5
F2–F5	0.7 × 0.7	0.4 × 0.7
F6–F10	0.6 × 0.6	0.3 × 0.6
F11–roof	0.5 × 0.5	0.3 × 0.5
<i>(d) 22-story building</i>		
Base (F1)	0.8 × 0.8	1.0 × 3.0
F2–F5	0.8 × 0.8	0.4 × 0.8
F6–F10	0.7 × 0.7	0.4 × 0.7
F11–F15	0.6 × 0.6	0.4 × 0.6
F16–roof	0.5 × 0.5	0.3 × 0.6

Tabella 3.2. Dimensioni degli elementi negli edifici analizzati.

Gli edifici considerati sono di forma rettangolare, a U, e a T, in cui tutte le pareti a taglio sono organizzate in maniera continua lungo i lati estremi dell'edificio, così come mostrato in Figura 3.20. Secondo la forma in pianta e l'organizzazione delle pareti a taglio, sono stati definiti quattro gruppi di edifici:

- i gruppi 1, 3, e 4 contengono rispettivamente, gli edifici rettangolari, a forma di U e quelli a forma di T, con pareti a taglio disposte lungo i lati estremi dell'edificio per tutta la lunghezza del lato.
- il gruppo 2 contiene edifici rettangolari, ma le pareti a taglio, disposte sui lati estremi dell'edificio si estendono solo nelle zone centrali di tali lati.

Per uno spessore del solaio pari a 12cm, sono stati analizzati edifici con pareti a taglio di spessore 6, 12, 18, 24, 30cm, mentre, per uno spessore delle pareti a

taglio uguale a 15cm, è stato assunto uno spessore del solaio pari a 6, 12, 18, 24, 30cm.

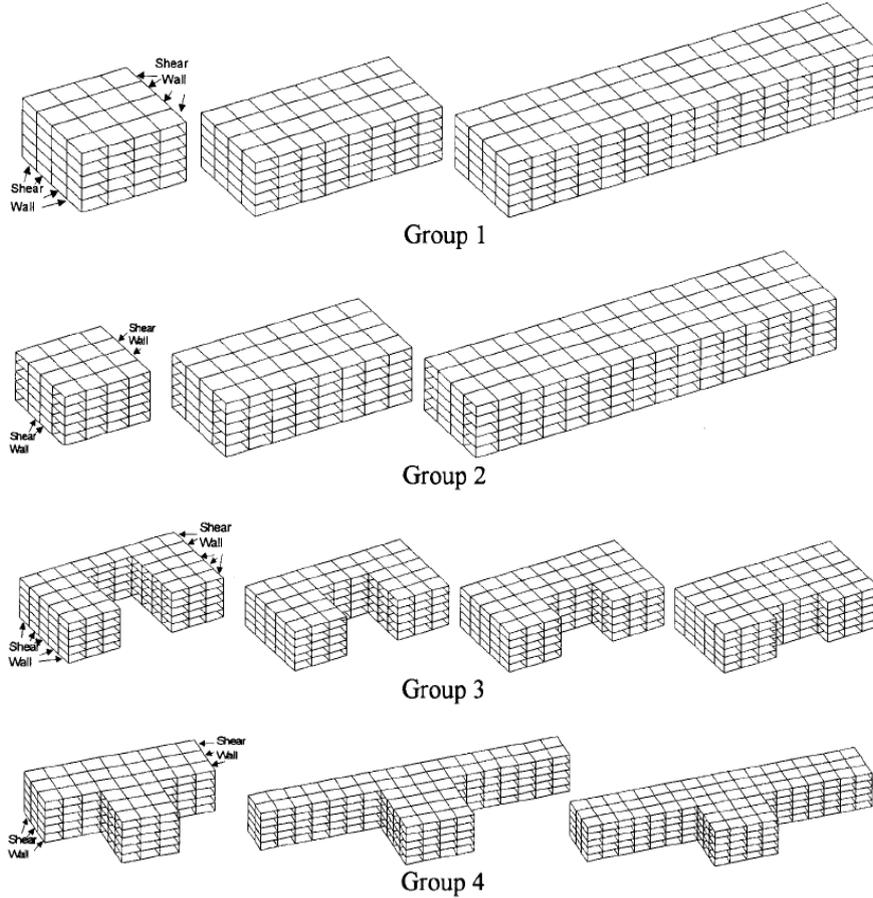


Figura 3.20. Vista 3D degli edifici analizzati.

Per calcolare la differenza dei risultati nell'analisi dei modelli per impalcato rigido e deformabile, è stato utilizzato il valore dell'errore definito in (1).

Ogni coppia di analisi strutturali produce un valore dell'errore. In questa equazione compaiono tutti e quattro i momenti di estremità di ciascuna colonna.

$$Error\% = 100 \cdot \frac{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^4 \left(\left| \frac{M_{rij} - M_{fij}}{M_{fij}} \right| \right) \cdot |M_{fij}|}{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^4 |M_{fij}|} = 100 \cdot \frac{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^4 |M_{rij} - M_{fij}|}{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^4 |M_{fij}|} \quad (1)$$

dove:

- N è il numero totale di colonne nell'edificio;
- j è l'indice dei momenti flettenti dei due assi della sezione alle due estremità della colonna;
- M_{rij} è il momento della colonna i utilizzando l'analisi strutturale di impalcato rigido;
- M_{fij} è il momento della colonna i utilizzando l'analisi strutturale di impalcato flessibile.

L'errore calcolato dalla (1) dovrebbe essere proporzionale alla differenza tra lo spostamento calcolato con impalcato deformabile e rigido rapportata allo spostamento dell'impalcato deformabile. Per definire questo rapporto di differenza di spostamento (R) si è stabilito che:

1. L'impalcato è assunto essere un semplice elemento appoggiato soggetto ad un carico uniforme unitario (carico/lunghezza) lungo la direzione lunga. Dato che le pareti a taglio sono simmetriche, è stato considerato solo una delle due parti simmetriche della parete a taglio. Questa parte di parete a taglio è stata assunta come una trave a mensola soggetta ad un carico concentrato in sommità. L'entità del carico concentrato è $L/2$, e deriva dal carico uniforme unitario applicato all'impalcato, dove L è la lunghezza dell'impalcato. Il sistema descritto è mostrato in Figura 3.21.

2. Le medie approssimative degli spostamenti dell'analisi per impalcato rigido e deformabile sono assunte come indicato di seguito:

$$\Delta_{rigid} = \Delta_w \quad (2)$$

$$\Delta_{flexible} = \Delta_w + \Delta_{f/2} \quad (3)$$

dove:

- Δ_{rigid} è la media dello spostamento del piano nell'ipotesi di impalcato

rigido;

- $\Delta_{flexible}$ è la media dello spostamento del piano nell'ipotesi di impalcato deformabile;
- Δ_w è lo spostamento in corrispondenza della testa dell'elemento a mensola (parete) nell'ipotesi del punto 1;
- Δ_f è lo spostamento al centro dell'elemento semplicemente appoggiato (impalcato) nell'ipotesi del punto 1.

3. Dalla (2) e dalla (3), il rapporto di differenza di spostamento è definito come

$$R = \frac{\Delta_{flexible} - \Delta_{rigid}}{\Delta_{flexible}} = \frac{\Delta_f}{2 \cdot \Delta_w + \Delta_f} \quad (4)$$

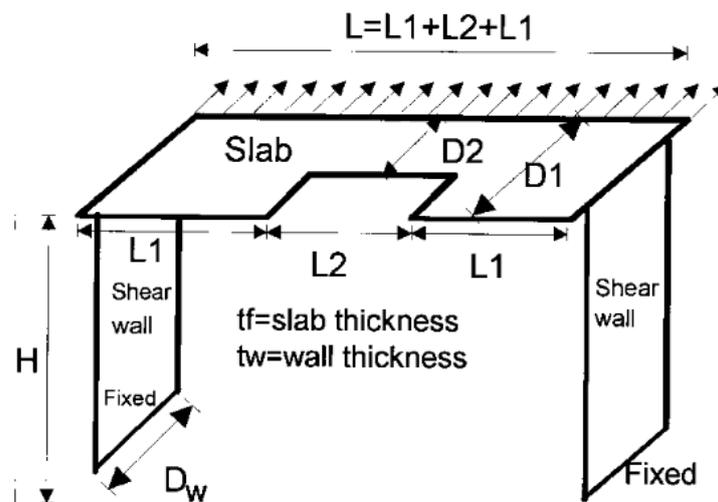


Figura 3.21. Modello dell'impalcato e delle pareti a taglio.

Per piastre a forma di U e di T, Δ_w e Δ_f possono essere ottenuti dalla (5) e dalla (6) derivati utilizzando il metodo dell'energia. Se $D_1 = D_2$ e $L_1 = 0$ in (6), Δ_f di una lastra rettangolare è ottenuto dalla (7).

$$\Delta_w = \frac{2 \cdot H^3 \cdot L}{E \cdot D_w^3 \cdot t_w} + \frac{\alpha \cdot H \cdot L}{2 \cdot G \cdot D_w \cdot t_w} \quad (5)$$

$$\Delta_f = \frac{(4 \cdot L \cdot L_1^3 - 3 \cdot L_1^4)}{24 \cdot E \cdot t_f \cdot \frac{D_1^3}{12}} + \frac{L \cdot \left[\left(\frac{L}{2} \right)^3 - L_1^3 \right]}{6 \cdot E \cdot t_f \cdot \frac{D_2^3}{12}} - \frac{\left[\left(\frac{L}{2} \right)^4 - L_1^4 \right]}{8 \cdot E \cdot t_f \cdot \frac{D_2^3}{12}} + \frac{\alpha \cdot (L \cdot L_1 - L_1^2)}{2 \cdot G \cdot t_f \cdot D_1} +$$

$$+ \frac{\alpha \cdot \left[\left(\frac{L \cdot L_2}{2} \right) - L_1 \cdot L_2 - \left(\frac{L_2^2}{4} \right) \right]}{2 \cdot G \cdot t_f \cdot D_2}$$

(6)

$$\Delta_{f, \text{Rectangular}} = \frac{5 \cdot L^4}{32 \cdot E \cdot D_w^3 \cdot t_f} + \frac{\alpha \cdot L^2}{8 \cdot G \cdot D_w \cdot t_f}$$

(7)

dove:

- E è il modulo di Young;
- G è il modulo di taglio;
- t_f è lo spessore della lastra dell'impalcato;
- t_w è lo spessore della parete da taglio;
- α è il fattore di taglio della lastra, che per geometria rettangolare può essere assunto pari a $6/5$;
- H è l'altezza totale della parete da taglio;
- $L, L_1, L_2, D, D_1, D_2,$ e D_w sono le dimensioni della lastra e della parete da taglio mostrate in Figura 3.21.

La Figura 3.22 mostra i risultati delle 520 coppie di analisi degli edifici, dove ogni punto rappresenta l'errore rispetto all'analisi strutturale di impalcato rigido e deformabile. Questa figura indica che tutti i punti sono concentrati lungo una linea senza troppa variazione, che quindi può rappresentare un affidabile modello di regressione per questi dati. La medie e la massime variazioni di quest'equazione sono mostrate in Tabella 3.3, dove la variazione è definita come la differenza tra il valore assoluto dell'errore percentuale valutato tramite la (8) e quello reale. Questa tabella indica che le medie e la

massime variazioni non sono grandi per $R < 0.2$.

$$Error\% = 81.53R + 3.8 \quad (8)$$

R (1)	Variation of Eq. (8)	
	Average (2)	Maximum (3)
0.00 < R ≤ 0.05	2.59	10.81
0.05 < R ≤ 0.10	3.10	9.10
0.10 < R ≤ 0.15	3.05	11.60
0.15 < R ≤ 0.20	3.83	9.57
0.20 < R ≤ 0.30	4.28	15.75
0.30 < R ≤ 0.40	6.92	18.24
0.40 < R ≤ 0.50	9.77	19.34
0.50 < R ≤ 0.60	11.12	29.02
0.60 < R ≤ 0.70	13.28	29.06
0.70 < R ≤ 0.80	13.01	22.99
0.80 < R ≤ 0.90	10.03	25.46
0.90 < R ≤ 1.00	8.92	16.40

Tabella 3.3. Variazioni medie e massime dell'equazione (8).

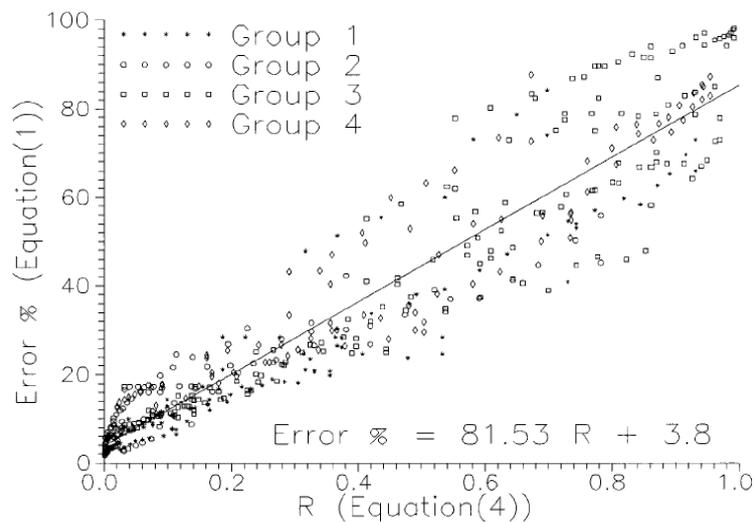


Figura 3.22. Punti e curva dei dati di regressione.

Questa equazione è utile per stimare l'errore sui momenti delle colonne, quando viene utilizzata l'ipotesi di impalcato rigido per studiare gli edifici con pareti a taglio disposte in maniera simmetrica. Inoltre, è facile da usare, poiché sono richiesti solo i dati geometrici della parete a taglio e del solaio. Se la

percentuale dell'errore calcolata dalla (8) è troppo grande, ad esempio maggiore del 40%, ($R > 0.45$), dovrebbe essere utilizzata l'analisi con l'impalcato flessibile. Se $R < 0.2$, la (8) indica che l'errore dell'analisi con l'impalcato rigido è minore del 20%, e quindi tale analisi risulta essere sufficientemente accurata.

3.5 MODELLAZIONE 3D DEL SOLAIO

È ormai chiaro che l'influenza delle deformazioni nel piano dell'impalcato sulla distribuzione delle sollecitazioni sismiche sulla struttura di un edificio, è dipendente dal rapporto tra la rigidezza del sistema resistente laterale rispetto a quella nel piano dell'impalcato. In questo capitolo sono riportati i risultati di analisi numeriche su modelli tridimensionali di solai svolte mediante l'ausilio del software in c.a. SAP2000, allo scopo di determinare la rigidezza nel piano del solaio in base al tipo di alleggerimento, al vincolo e al rapporto di forma L/H . In particolare sono stati sviluppati i modelli tridimensionali di solaio in c.a. con alleggerimento in polistirene espanso (EPS), secondo tecnologie innovative che frequentemente si accoppiano con pareti realizzate in casseforme di polistirene, e con laterizi, considerando anche l'effetto della direzione dei travetti.

3.5.1 Descrizione dei modelli

Per entrambe le tipologie di alleggerimento, la parte strutturale del solaio è costituita da una soletta in c.a. di spessore 4cm, e da travetti sempre in c.a. posti ad un interasse di 60cm, con spessore di 12cm ed altezza di 20cm, il tutto per un'altezza complessiva del solaio di 24cm come riportato in Figura 3.23.

Per i modelli sono stati considerati campi di solaio di dimensioni: 2.40m x 1.20m ($L/H=2$), 2.40m x 0.60m ($L/H=4$), 4.80m x 0.60m ($L/H=8$), 7.20m x 0.60m ($L/H=12$), e 9.60m x 0.60m ($L/H=16$), con travetti disposti

ortogonalmente e parallelamente al carico (Figura 3.24).

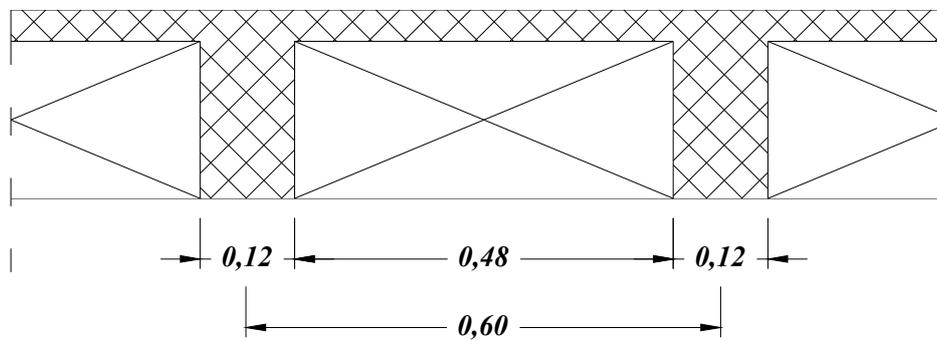


Figura 3.23. Sezione del solaio (misure in m).

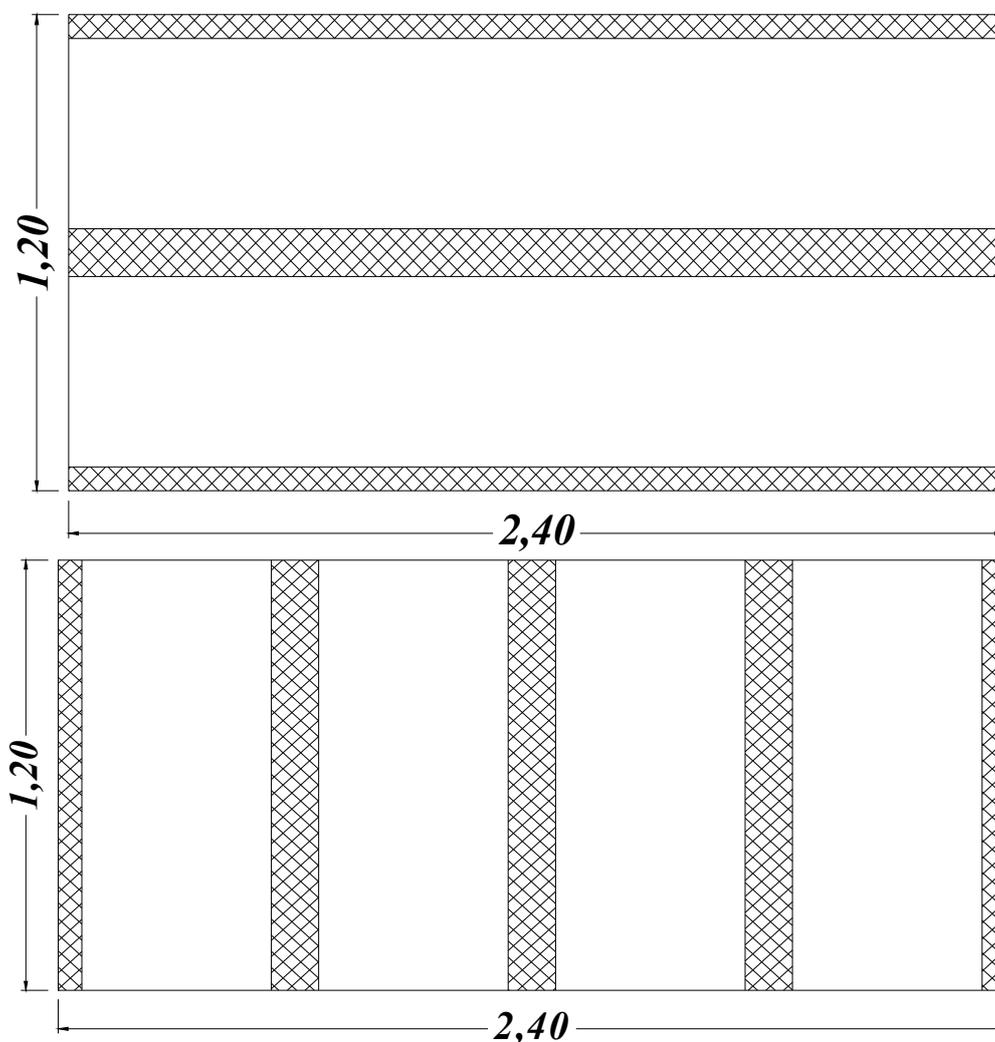


Figura 3.24. Campi di solaio per L/H=2 (misure in m).

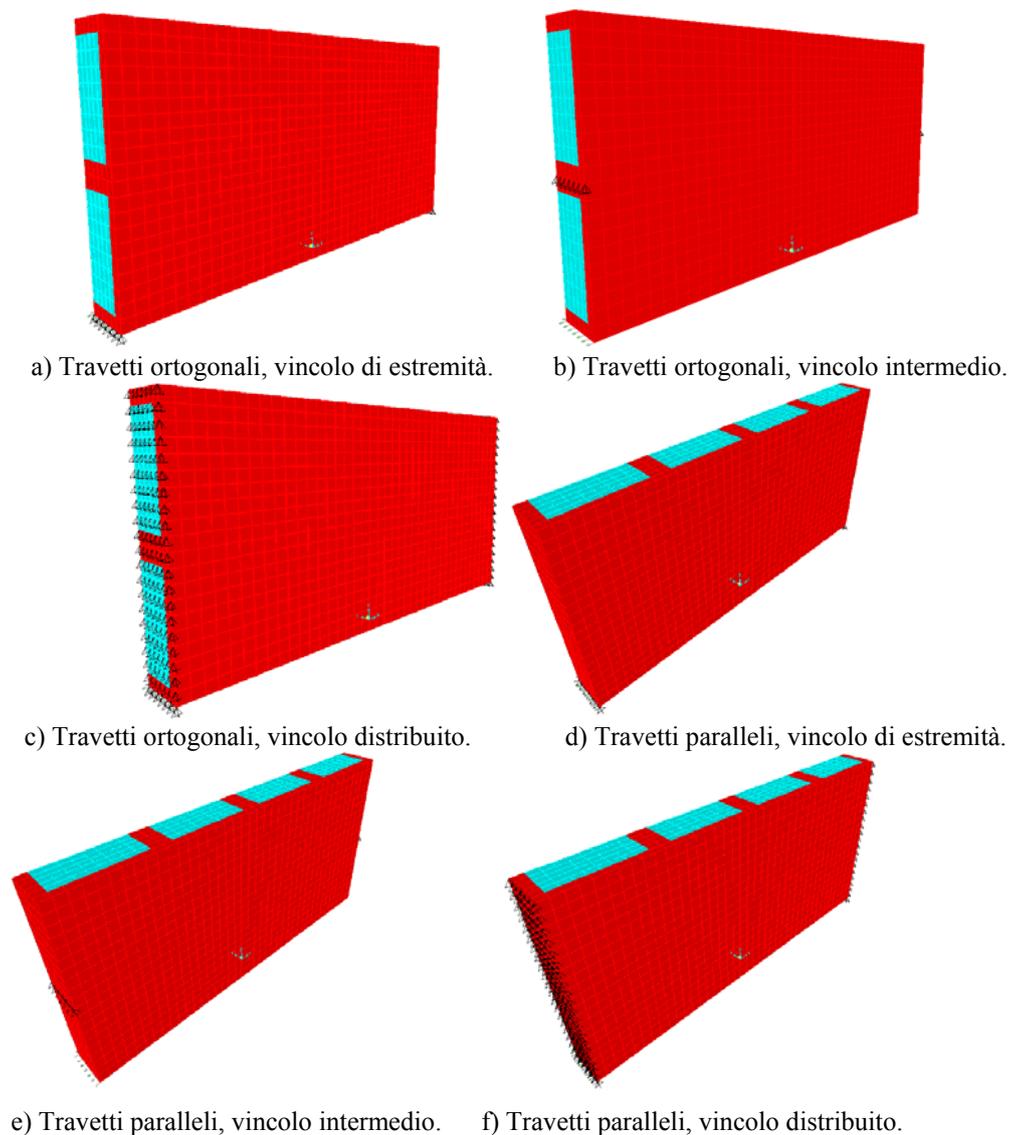


Figura 3.25. Modelli 3D per L/H=2.

Per ognuno degli schemi suddetti è stato costruito un modello 3D utilizzando elementi *Solid* a 8 nodi di dimensioni 6cm x 6cm x 4cm, tali da consentire un livello di discretizzazione che fornisca una soluzione affidabile senza incrementare eccessivamente i tempi di calcolo.

Per quanto riguarda il vincolo di estremità è stato considerato un vincolo di appoggio fisso ($u_x = u_y = u_z = 0$) distribuito, posizionato su tutti punti delle facce

trasversali di estremità.

Il carico considerato è di 1kN/m, applicato tramite una pressione uniforme lungo la faccia longitudinale.

Sono stati simulati un totale di 98 casi.

A titolo di esempio, nella Figura 3.25 si riportano le immagini dei modelli per $L/H = 2$.

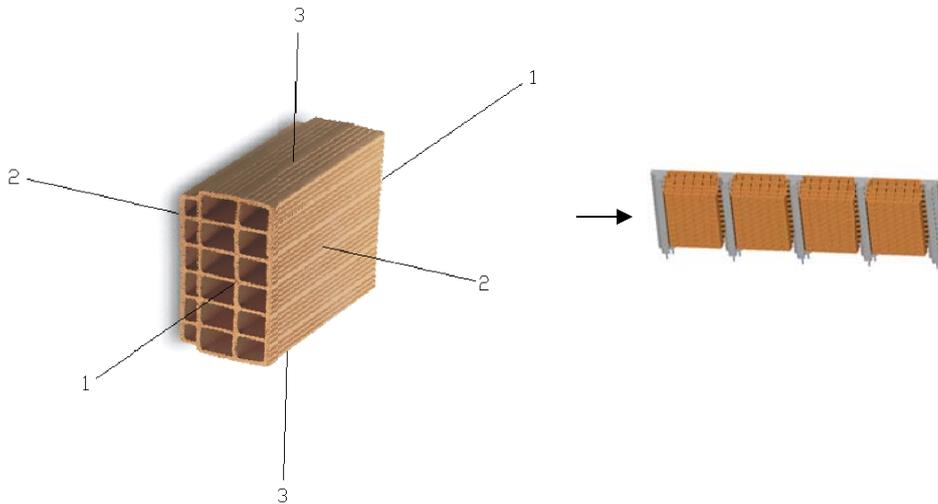


Figura 3.26. Sistema di assi locali SAP per laterizio disposto nel solaio con travetti ortogonali al carico.

L'assunzione di tali valori deriva dalla consultazione di cataloghi di prodotti di mercato.

– Materiale ortotropo con caratteristiche meccaniche:

a) per travetti ortogonali al carico

$$E_1 = 25000MPa \text{ (nella direzione della foratura);}$$

$$E_2 = E_3 = 10000MPa ;$$

$$\nu_{12} = \nu_{13} = 0.25, \nu_{23} = 0.2;$$

$$G_{12} = \frac{E_{cm}}{2(1 + \nu_{12})} = \frac{25000}{2(1 + 0.25)} = 10000MPa ;$$

$$G_{13} = \frac{E_{cm}}{2(1 + \nu_{13})} = \frac{25000}{2(1 + 0.25)} = 10000MPa ;$$

$$G_{23} = \frac{E_{cm}}{2(1 + \nu_{13})} = \frac{10000}{2(1 + 0.2)} = 4166.67 \text{ MPa}.$$

b) Per travetti paralleli al carico

$$E_1 = E_2 = 10000 \text{ MPa};$$

$$E_3 = 25000 \text{ MPa} \text{ (nella direzione della foratura);}$$

$$\nu_{12} = 0.2, \nu_{13} = \nu_{23} = 0.25;$$

$$G_{12} = \frac{E_{cm}}{2(1 + \nu_{12})} = \frac{10000}{2(1 + 0.2)} = 4166.67 \text{ MPa};$$

$$G_{13} = \frac{E_{cm}}{2(1 + \nu_{13})} = \frac{25000}{2(1 + 0.25)} = 10000 \text{ MPa};$$

$$G_{23} = \frac{E_{cm}}{2(1 + \nu_{23})} = \frac{25000}{2(1 + 0.25)} = 10000 \text{ MPa}.$$

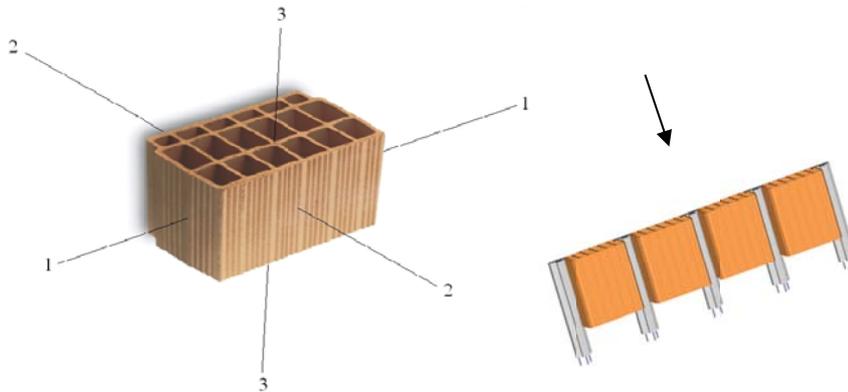


Figura 3.27. Sistema di assi locali SAP per laterizio disposto nel solaio con travetti paralleli al carico.

Il valore dello spostamento δ è stato assunto pari a quello medio lungo la soletta sulla faccia opposta a quella caricata, mentre il calcolo della rigidezza K del campo di solaio è stato eseguito mediante la seguente espressione:

$$K = q \cdot L / \delta.$$

Inoltre, per valutare al meglio l'effetto del materiale, è stato svolto anche il caso di solaio omogeneo (solo c.a.), indicando con K_{rif} il relativo valore della

rigidezza.

3.5.2 Effetto dell'alleggerimento e del rapporto di forma

L'effetto dell'alleggerimento e del rapporto di forma sulla rigidezza K , è stato valutato considerando il solo vincolo distribuito (3). Di seguito si riportano in forma tabellare i risultati ottenuti per il caso di disposizione dei travetti ortogonalmente al carico.

Caso	Alleggerimento	L [m]	H [m]	L/H [-]	δ [mm]	K [kN/mm]	K/K_{rif} [-]
1	EPS	2.40	1.20	2	1.50E-03	1602.67	0.18
2		2.40	0.60	4	5.68E-03	422.20	0.18
3		4.80	0.60	8	5.43E-02	88.32	0.22
4		7.20	0.60	12	2.01E-01	35.80	0.27
5		9.60	0.60	16	5.14E-01	18.69	0.33
6	Laterizio $E=10000MPa$	2.40	1.20	2	4.98E-04	4824.12	0.54
7		2.40	0.60	4	1.71E-03	1405.98	0.61
8		4.80	0.60	8	1.76E-02	272.64	0.67
9		7.20	0.60	12	7.99E-02	90.11	0.69
10		9.60	0.60	16	2.42E-01	39.61	0.70
11	Laterizio $E=25000MPa$	2.40	1.20	2	3.08E-04	7804.88	0.87
12		2.40	0.60	4	1.17E-03	2048.66	0.89
13		4.80	0.60	8	1.31E-02	367.35	0.91
14		7.20	0.60	12	6.07E-02	118.58	0.91
15		9.60	0.60	16	1.86E-01	51.64	0.91
16	Laterizio ortotropo	2.40	1.20	2	2.91E-04	8247.42	0.92
17		2.40	0.60	4	1.15E-03	2088.77	0.91
18		4.80	0.60	8	1.28E-02	375.28	0.92
19		7.20	0.60	12	5.95E-02	121.09	0.93
20		9.60	0.60	16	1.82E-01	52.70	0.93
21	Omogeneo	2.40	1.20	2	2.68E-04	8955.22	1.00
22		2.40	0.60	4	1.04E-03	2297.28	1.00
23		4.80	0.60	8	1.18E-02	405.89	1.00
24		7.20	0.60	12	5.52E-02	130.49	1.00
25		9.60	0.60	16	1.69E-01	56.80	1.00

Tabella 3.4. Risultati dei modelli in funzione di L/H per travetti ortogonali al carico.

Si può innanzitutto osservare che la modellazione ortotropo del laterizio porta a risultati simili a quella isotropa con $E = 25000MPa$ (con carico applicato lungo

la direzione 3, prevale l'effetto del modulo elastico nella direzione 1, cioè quella dei fori: $E_1 = 25000MPa$), con una diminuzione della rigidezza rispetto al caso di solaio omogeneo di circa il 10%. Diminuzioni maggiori, sempre rispetto al caso omogeneo, si hanno per il caso di laterizio isotropo con $E = 10000MPa$ e per l'EPS, arrivando rispettivamente al 30% e all'80%. Si può quindi affermare che l'alleggerimento influenza in maniera significativa la rigidezza del solaio.

<i>Caso</i>	<i>Alleggerimento</i>	<i>L [m]</i>	<i>H [m]</i>	<i>L/H [-]</i>	<i>δ [mm]</i>	<i>K [kN/mm]</i>	<i>K/K_{rif} [-]</i>
26	EPS	2.40	1.20	2	1.52E-03	1577.91	0.18
27		2.40	0.60	4	5.98E-03	401.47	0.17
28		4.80	0.60	8	6.75E-02	71.13	0.17
29		7.20	0.60	12	3.16E-01	22.79	0.17
30		9.60	0.60	16	9.70E-01	9.89	0.17
31	Laterizio <i>E=10000MPa</i>	2.40	1.20	2	5.43E-04	4423.96	0.49
32		2.40	0.60	4	2.06E-03	1163.92	0.50
33		4.80	0.60	8	2.42E-02	198.17	0.49
34		7.20	0.60	12	1.14E-01	63.01	0.48
35		9.60	0.60	16	3.52E-01	27.28	0.48
36	Laterizio <i>E=25000MPa</i>	2.40	1.20	2	3.11E-04	7729.47	0.86
37		2.40	0.60	4	1.20E-03	1994.18	0.86
38		4.80	0.60	8	1.37E-02	349.52	0.86
39		7.20	0.60	12	6.42E-02	112.10	0.86
40		9.60	0.60	16	1.97E-01	48.70	0.86
41	Laterizio <i>ortotropo</i>	2.40	1.20	2	3.95E-04	6075.95	0.68
42		2.40	0.60	4	1.77E-03	1353.26	0.59
43		4.80	0.60	8	2.31E-02	207.84	0.51
44		7.20	0.60	12	1.12E-01	64.41	0.49
45		9.60	0.60	16	3.48E-01	27.62	0.49
Caso	Alleggerimento	L [m]	H [m]	L/H [-]	δ [mm]	K [kN/mm]	K/K_{rif} [-]
46	Omogeneo	2.40	1.20	2	2.68E-04	8955.22	1.00
47		2.40	0.60	4	1.04E-03	2307.69	1.00
48		4.80	0.60	8	1.18E-02	406.78	1.00
49		7.20	0.60	12	5.52E-02	130.43	1.00
50		9.60	0.60	16	1.69E-01	56.80	1.00

Tabella 3.5. Risultati dei modelli 3D in funzione di L/H per travetti paralleli al carico.

Il valore del rapporto K / K_{rif} , può essere utilizzato per determinare la

rigidezza del solaio in base al tipo di alleggerimento adottato a partire dal caso omogeneo.

Le stesse analisi sono state condotte disponendo i travetti in direzione parallela a quella del carico. Di seguito si riportano in forma tabellare i risultati ottenuti. In questo caso, si può osservare che la modellazione ortotropa del laterizio comporta risultati simili a quella isotropa con $E = 10000 \text{MPa}$ (con carico applicato lungo la direzione 3, prevale l'effetto del modulo elastico nella direzione 1, cioè quella ortogonale ai fori: $E_1 = 10000 \text{MPa}$) con una diminuzione della rigidezza rispetto al caso di solaio omogeneo di circa il 50%. Diminuzioni maggiori, sempre rispetto al caso omogeneo, si hanno per il caso dell'EPS, arrivando fino all'80%, mentre per il laterizio isotropo con $E = 25000 \text{MPa}$, la diminuzione è dell'ordine del 15%. Inoltre è da rilevare, che a parità di tutti gli altri fattori, nel caso di disposizione dei travetti paralleli al carico, si registra una diminuzione della rigidezza del solaio, diminuzione che va attenuandosi all'aumentare della rigidezza dell'alleggerimento adottato e al diminuire del rapporto di forma.

3.6 MODELLAZIONE 2D DEL SOLAIO

In questo paragrafo è stata effettuata una equivalenza tra i risultati dei modelli 3D precedentemente illustrati e quelli di un modello 2D di materiale omogeneo, allo scopo di stabilire lo spessore di una lastra bidimensionale di materiale omogeneo che abbia la stessa rigidezza nel piano del solaio alleggerito e possa essere inserita nella modellazione dell'edificio con un onere computazionale contenuto. L'analisi viene condotta anche in questo caso considerando la tipologia di alleggerimenti e il rapporto di forma L/H .

3.6.1 Descrizione dei modelli

Per la costruzione del modello bidimensionale, è stata considerata una lastra

omogenea (solo c.a.), vincolata tramite degli appoggi fissi, in maniera continua lungo i lati ortogonali a quello caricato.

Le dimensioni considerate sono le stesse di quelle dei modelli 3D per quanto riguarda lunghezza e larghezza, mentre lo spessore stato assunto pari a 1 cm.

Il carico considerato è di 1kN/m, applicato in maniera distribuita lungo il lato lungo della lastra.

Il valore dello spostamento δ è stato misurato nel punto centrale del piano medio della lastra. Per la modellazione in SAP è stato utilizzato il modello *Shell-thick* con elementi di dimensioni 6cm x 6cm.

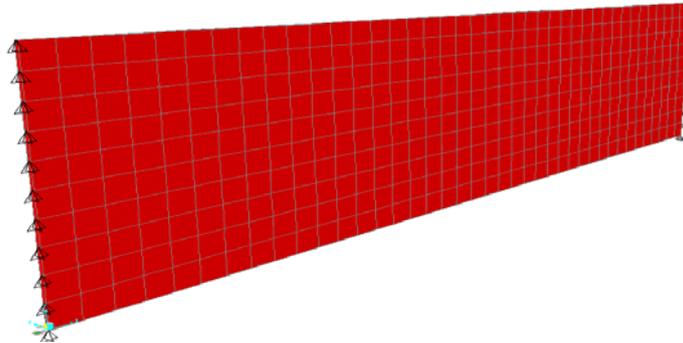


Figura 3.28. Lastra omogenea con rapporto di forma $L/H=4$.

3.6.2 Risultati

Nella tabella seguente sono riportati i risultati ottenuti

Caso	L [m]	H [m]	L/H [-]	δ_{lastra} [mm]
99	2.40	1.20	2	6.28E-03
100	2.40	0.60	4	2.45E-02
101	4.80	0.60	8	2.81E-01
102	7.20	0.60	12	1.31E+00
103	9.60	0.60	16	4.04E+00

Tabella 3.6. Valori di δ per lastra omogenea.

– *Effetto dell'alleggerimento e del rapporto di forma*

I valori dello spostamento sono stati utilizzati per calcolare lo spessore equivalente della lastra per i diversi casi analizzati con i modelli 3D tramite

l'espressione:

$$s_{eq,lastra} = s_{lastra} \cdot \frac{\delta_{lastra}}{\delta_{3D}}$$

Dai valori in Tabella 3.8 si può osservare che lo spessore equivalente della lastra $s_{eq,lastra}$ per il modello 3D omogeneo è praticamente pari a 24cm che è proprio lo spessore del solaio, questo a riprova che essendo lo spessore trascurabile rispetto alle altre due dimensioni, nel caso di materiale omogeneo

TRAVETTI ORTOGONALI AL CARICO								
Caso	Alleg.	L [m]	H [m]	L/H [-]	δ_{3D} [mm]	K/K _{rif} [-]	δ_{lastra} [mm]	$s_{eq,lastra}$ [cm]
1	EPS	2.40	1.20	2	1.50E-03	0.18	6.28E-03	4.19
2		2.40	0.60	4	5.68E-03	0.18	2.45E-02	4.31
3		4.80	0.60	8	5.43E-02	0.22	2.81E-01	5.17
4		7.20	0.60	12	2.01E-01	0.27	1.31E+00	6.54
5		9.60	0.60	16	5.14E-01	0.33	4.04E+00	7.86
6	Laterizio E=10000MPa	2.40	1.20	2	4.98E-04	0.54	6.28E-03	12.62
7		2.40	0.60	4	1.71E-03	0.61	2.45E-02	14.36
8		4.80	0.60	8	1.76E-02	0.67	2.81E-01	15.95
9		7.20	0.60	12	7.99E-02	0.69	1.31E+00	16.45
10		9.60	0.60	16	2.42E-01	0.70	4.04E+00	16.66
11	Laterizio E=25000MPa	2.40	1.20	2	3.08E-04	0.87	6.28E-03	20.42
12		2.40	0.60	4	1.17E-03	0.89	2.45E-02	20.93
13		4.80	0.60	8	1.31E-02	0.91	2.81E-01	21.49
14		7.20	0.60	12	6.07E-02	0.91	1.31E+00	21.65
15		9.60	0.60	16	1.86E-01	0.91	4.04E+00	21.72
16	Laterizio ortotropo	2.40	1.20	2	2.91E-04	0.92	6.28E-03	21.57
17		2.40	0.60	4	1.15E-03	0.91	2.45E-02	21.34
18		4.80	0.60	8	1.28E-02	0.92	2.81E-01	21.95
19		7.20	0.60	12	5.95E-02	0.93	1.31E+00	22.11
20		9.60	0.60	16	1.82E-01	0.93	4.04E+00	22.17
21	Omogeneo	2.40	1.20	2	2.68E-04	1.00	6.28E-03	23.43
22		2.40	0.60	4	1.04E-03	1.00	2.45E-02	23.47
23		4.80	0.60	8	1.18E-02	1.00	2.81E-01	23.75
24		7.20	0.60	12	5.52E-02	1.00	1.31E+00	23.83
25		9.60	0.60	16	1.69E-01	1.00	4.04E+00	23.90

Tabella 3.7. Spessore equivalente della lastra per solaio con travetti ortogonali al carico.

il modello tridimensionale, può essere studiato tramite un modello bidimensionale, rappresentato per l'appunto dalla lastra omogenea.

Ad eccezione del caso di alleggerimento in EPS, i valori di $s_{eq,lastra}$, a parità di tipo di alleggerimento, risultano pressoché simili al variare del rapporto di forma L/H . mentre crescono all'aumentare della rigidità dell'alleggerimento, in quanto si tende al caso di solaio omogeneo.

Per l'EPS le forti variazioni dello spessore equivalente nel passaggio tra $L/H = 2, 4$ e 16 , possono essere spiegate dal fatto che per gli elementi tozzi ($\downarrow L/H$) prevale l'effetto tagliante, mentre per gli elementi allungati ($\uparrow L/H$), prevale l'effetto flessionale, e i travetti nel caso in cui siano disposti ortogonalmente al carico, influiscono in proporzione più sull'inerzia (e quindi sulla rigidità flessionale) che sull'area (e quindi sulla rigidità tagliante).

Nella Tabella 3.8 sono riportati i risultati ottenuti per il caso di travetti paralleli al carico.

Per il solaio con travetti paralleli al carico, valgono le considerazioni fatte per il caso con travetti ortogonali. Inoltre in questo caso anche per l'alleggerimento in EPS i valori di $s_{eq,lastra}$ si mantengono pressoché costanti al variare di L/H in quanto i travetti hanno la stessa importanza sia nell'inerzia che nell'area della sezione resistente del solaio.

È da notare comunque che i valori di $s_{eq,lastra}$ risultano, a parità di alleggerimento, per elevati valori di L/H più piccoli rispetto al caso con i travetti ortogonali in quanto la configurazione con i travetti paralleli al carico è più deformabile dal punto di vista flessionale e ciò è confermato anche dalla minore inerzia della sezione resistente del solaio ($I_{solaio,\perp} = 247680cm^4$; $I_{solaio,\parallel} = 144000cm^4$).

I valori delle rigidità valutati tramite le simulazioni eseguite con il software SAP2000, sono stati poi confrontati con quelli teorici, valutati tramite la freccia

δ calcolata con riferimento al caso di trave incastrata-incastrata con la formula sottostante. Quest'ultima tiene conto sia del contributo tagliante che di quello flessionale.

$$\delta = \chi \cdot \frac{q \cdot L^2}{8 \cdot G_{cls} \cdot (H \cdot s)} + \frac{q \cdot L^4}{384 \cdot E_{cls} \cdot \left(\frac{H^3 \cdot s}{12} \right)}$$

con χ fattore di taglio della sezione, che per geometria rettangolare vale:

$$\chi = 6/5.$$

TRAVETTI PARALLELI AL CARICO								
<i>Caso</i>	<i>Alleg.</i>	<i>L [m]</i>	<i>H [m]</i>	<i>L/H [-]</i>	δ_{3D} [mm]	<i>K/K_{rif}</i> [-]	δ_{lastra} [mm]	<i>S_{eq,lastra}</i> [cm]
26	EPS	2.40	1.20	2	1.52E-03	0.18	6.28E-03	4.13
27		2.40	0.60	4	5.98E-03	0.17	2.45E-02	4.10
28		4.80	0.60	8	6.75E-02	0.17	2.81E-01	4.16
29		7.20	0.60	12	3.16E-01	0.17	1.31E+00	4.16
30		9.60	0.60	16	9.70E-01	0.17	4.04E+00	4.16
31	Laterizio <i>E=10000MPa</i>	2.40	1.20	2	5.43E-04	0.49	6.28E-03	11.57
32		2.40	0.60	4	2.06E-03	0.50	2.45E-02	11.89
33		4.80	0.60	8	2.42E-02	0.49	2.81E-01	11.59
34		7.20	0.60	12	1.14E-01	0.48	1.31E+00	11.51
35		9.60	0.60	16	3.52E-01	0.48	4.04E+00	11.48
36	Laterizio <i>E=25000MPa</i>	2.40	1.20	2	3.11E-04	0.86	6.28E-03	20.22
37		2.40	0.60	4	1.20E-03	0.86	2.45E-02	20.37
38		4.80	0.60	8	1.37E-02	0.86	2.81E-01	20.45
39		7.20	0.60	12	6.42E-02	0.86	1.31E+00	20.47
40		9.60	0.60	16	1.97E-01	0.86	4.04E+00	20.48
41	Laterizio <i>ortotropo</i>	2.40	1.20	2	3.95E-04	0.68	6.28E-03	15.89
42		2.40	0.60	4	1.77E-03	0.59	2.45E-02	13.83
43		4.80	0.60	8	2.31E-02	0.51	2.81E-01	12.16
44		7.20	0.60	12	1.12E-01	0.49	1.31E+00	11.76
45		9.60	0.60	16	3.48E-01	0.49	4.04E+00	11.62
46	Omogeneo	2.40	1.20	2	2.68E-04	1.00	6.28E-03	23.43
47		2.40	0.60	4	1.04E-03	1.00	2.45E-02	23.47
48		4.80	0.60	8	1.18E-02	1.00	2.81E-01	23.75
49		7.20	0.60	12	5.52E-02	1.00	1.31E+00	23.83
50		9.60	0.60	16	1.69E-01	1.00	4.04E+00	23.90

Tabella 3.8. Spessore equivalente della lastra per solaio con travetti paralleli al carico.

Dai risultati in Tabella 3.9 e dal grafico di figura 3.29, emerge così come accadeva per il modello 3D, che anche il modello della lastra omogenea con il vincolo distribuito, dal punto di vista della rigidezza può essere schematizzato come una trave incastrata-incastrata in c.a., essendo minime le variazioni tra i risultati ottenuti dalle simulazioni in SAP2000 e dall'analisi teorica.

<i>L [m]</i>	<i>H [m]</i>	<i>L/H [-]</i>	<i>Valori di simulazione</i>		<i>Valori teorici</i>	
			<i>δ [mm]</i>	<i>K [kN/mm]</i>	<i>δ [mm]</i>	<i>K [kN/mm]</i>
2.40	1.20	2	6.28E-03	382.29	7.40E-03	324.49
2.40	0.60	4	2.45E-02	97.88	2.62E-02	91.50
4.80	0.60	8	2.81E-01	17.09	2.88E-01	16.67
7.20	0.60	12	1.31E+00	5.48	1.33E+00	5.40
9.60	0.60	16	4.04E+00	2.38	4.08E+00	2.35

Tabella 3.9. Confronto tra i valori di K di simulazione e quelli teorici per la lastra omogenea.

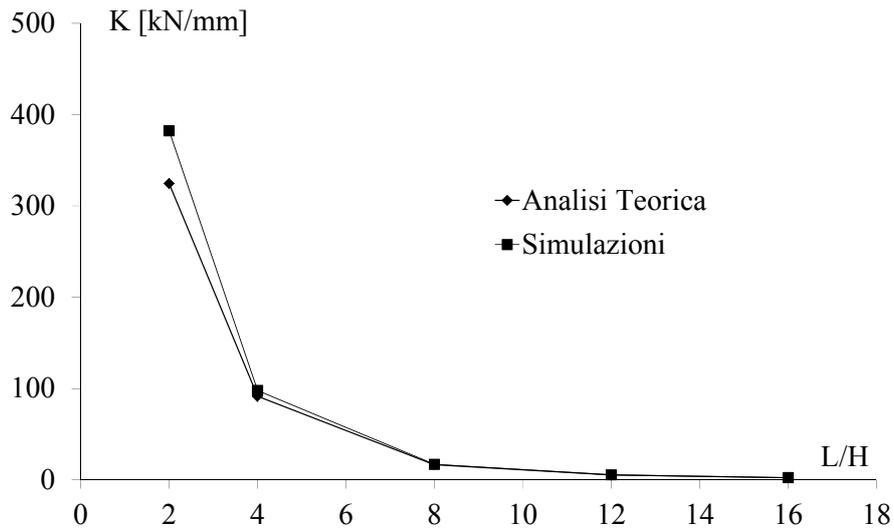


Figura 3.29. Confronto tra i valori di K di simulazione e quelli teorici per la lastra omogenea.

3.7 BIBLIOGRAFIA

De La Colina J., 2000. Effect of Floor In Plane Flexibility On The Response of Torsionally Unbalanced System, 12th World Conference on Earthquake Engineering.

Dolce M., Lorusso V. D., Masi A., 1992. Inelastic Seismic Response of Building Structures With Flexible Diaphragm, Earthquake Engineering, Tenth World Conference © 1992 Balkema, Rotterdam.

Fouad K., Remki M., 2012. Structural analyses With Flexibility Effect Of The Floor Slabs, The 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisboa 2012.

Goldberg, J. E. e Herness, E. D., 1965. Vibration of multistory buildings considering floor and wall deformations. Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 55, pp. 181-200.

Jain S. K. and Jennings P. C., 1985. Analytical models for low-rise buildings with flexible floor diaphragms. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 13, pp. 225-241.

Ju S. H. e Lin M. C., 1999. Comparison of Building Analyses Assuming Rigid or Flexible Floors, Journal of Structural Engineering, Vol.125 n°1 pp. 25-31.

Kunnath K., Panahshahi N., Reinhorn a. M., 1991. Seismic Response of RC Buildings with Inelastic Floor Diaphragms, Journal of Structural Engineering, Vol.117 n°4 pag. 1218-1237.

Min LL. PP. Circolare 2 febbraio n.617, 2009. Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni

Min. LL. PP, DM 14 gennaio 2008. Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC), Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana, n.29.

Panahshahi N., Reinhorn A. M., Kunnath S. K., Lu L., Huang T., Yu K., 1991.

Seismic Response of a 1:6 Reinforced Concrete Scale-Model Structure with Flexible Floor Diaphragms, *Journal of Structural Engineering*, Vol.88 n°3 pp. 315-324.

Petrini L., Pinho R. e Calvi G.M. 2004. Criteri di Progettazione Antisismica degli Edifici, IUSS Press Istituto Universitario di Studi Superiori di Pavia.

Piazza M., Baldessari C., Tomasi R., 2008. The Role of In-Plane Floor Stiffness in the Seismic Behaviour of Traditional Buildings, *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*, October 12-17, 2008, Beijing, China.

Saffarini H. S., Qudaimat M. M., 1992. In-Plane Floor Deformations in RC Structures, *Journal of Structural Engineering*, Vol.118 n°11 pp. 3089-3102.

Shepherd R. and Donald R., 1967. The influence of in-plane floor flexibility on the normal mode properties of buildings, *Journal of Sound and Vibration*, Vol. 5, pp. 29-36.

Tena-Colunga A. and Abrams D. P., 1996. Seismic behavior of structures with flexible diaphragms, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 122, pp. 439-445.

CAPITOLO 4

LE PARETI

4.1 PREMESSA

Le pareti strutturali in c.a. se opportunamente introdotte nella progettazione di edifici consentono di ottenere un buon comportamento nei confronti delle azioni sismiche; inoltre, data la elevata rigidità laterale consentono di limitare gli spostamenti di interpiano agli stati limite di servizio. Le dimensioni delle sezioni consentono di ottenere facilmente elevate capacità portanti, e, curando i dettagli costruttivi e le gerarchie delle resistenze momento-taglio si possono raggiungere anche discrete deformazioni plastiche ultime. Le pareti, pertanto, vengono utilizzate soprattutto negli edifici medio-alti per limitarne lo spostamento laterale e di conseguenza gli eventuali danni su gli elementi non strutturali. Generalmente, questo tipo di pareti vengono comunemente chiamate pareti a taglio. In realtà, la crisi di tali elementi non sempre si raggiunge per taglio, anzi le pareti cosiddette “duttili” presentano una rottura di tipo flessionale preservando la parete da rotture a taglio, improvvise e di tipo fragile, con l’introduzione di dettagli costruttivi molto stringenti; le pareti prive di dettagli costruttivi presentano, di contro, spesso volte rotture a taglio.

Di seguito viene illustrato il comportamento delle pareti per azioni orizzontali.

4.2 IL COMPORTAMENTO DELLE PARETI SOTTO AZIONI ORIZZONTALI

Negli edifici progettati per resistere ad azioni sismiche le pareti hanno il compito di sopportare le azioni orizzontali controllando anche il drift di interpiano. Esse possono essere considerate come delle mensole incastrate in fondazione e con un’altezza pari a quella dell’edificio. In effetti, se le pareti sono molto alte potrebbero verificarsi problemi di instabilità dovuta

all'eccessiva snellezza; però in realtà, ciò non avviene perché i vari piani esplicano un vincolo sulla mensola riducendo la lunghezza libera di inflessione. Inoltre, le pareti possono contenere delle aperture per la realizzazione di finestre e balconi. Queste, in funzione della loro dimensione possono modificare il comportamento della parete

Nell'analisi di pareti forate, pertanto, è possibile considerare schemi differenti in funzione della dimensione dei fori; in base alle dimensioni delle aperture, si possono individuare due schemi limite: nel primo caso, con *fori piccoli*, può assumersi che nell'insieme la parete forata si comporti ancora come un'unica mensola, con un'inerzia poco minore a causa dei fori; nel secondo caso, con *fori grandi*, può assumersi che la rigidità dei collegamenti fra gli elementi verticali sia talmente modesta che, complessivamente, si hanno due mensole indipendenti che però devono subire gli stessi spostamenti, con un'inerzia pari alla semplice somma delle inerzie delle due parti.

I due schemi limite sono profondamente diversi, in termini di assorbimento del momento ribaltante complessivamente agente, pari alla somma dei prodotti delle forze orizzontali applicate moltiplicate per le rispettive distanze dallo spiccato di fondazione.

Nel primo caso si ha un unico diagramma bi-triangolare (Figura 4.1a), mentre nel secondo caso due diagrammi bi-triangolari (Figura 4.1c). Nei casi intermedi di fori non troppo grandi né troppo piccoli, (Figura 4.1b), le due pareti si scambiano mediante i traversi azioni verticali, ed il diagramma effettivo al piede si colloca in situazioni intermedie, con le due mensole rispettivamente tenso o presso-inflesse. In quest'ultimo caso, una parte del momento viene portato dalla coppia di reazione formata dagli sforzi normali nelle parti piene della parete. Nel caso di fori intermedi e di fori grandi un ruolo fondamentale è giocato dai traversi che hanno il compito di trasmettere le sollecitazioni tra le pareti e che pertanto devono essere progettate per evitarne la rottura.

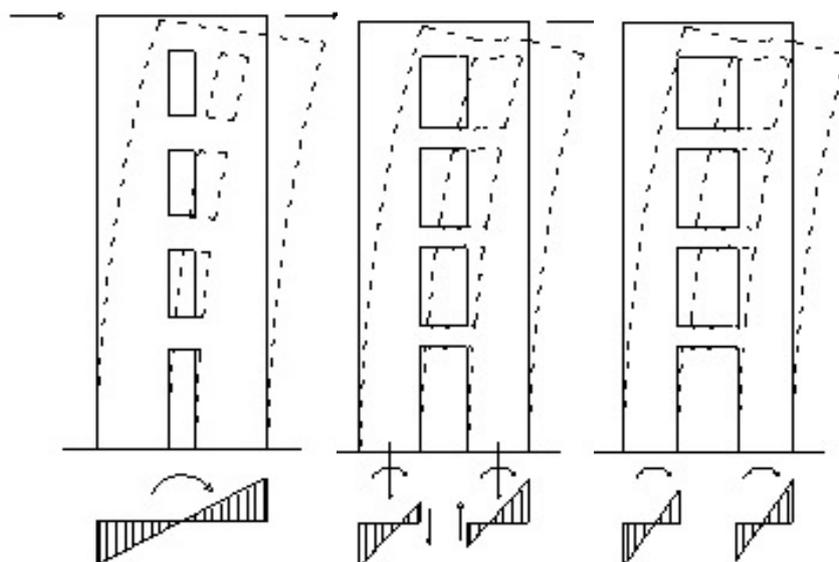


Figura 4.1. Comportamenti di pareti con aperture: a) piccoli fori, b) fori intermedi, c) fori grandi.

Le differenti modalità di rottura che possono verificarsi per le pareti in cemento armato sotto azioni orizzontali sono essenzialmente tre:

- FLESSIONE
- INTERAZIONE FLESSIONE-TAGLIO
- TAGLIO:
 - FESSURE DIAGONALI
 - SCORRIMENTO

Per quanto riguarda la modalità di rottura a flessione le pareti sottoposte ad azioni sismiche si comportano sostanzialmente come mensole, e quindi le sollecitazioni flessionali più elevate si verificano alla base della parete stessa. Pertanto, nascono delle fessure nella zona tesa mentre sull'altro lembo della parete ci sarà la compressione (Figura 4.2).

La rottura per flessione può essere di tipo fragile o di tipo duttile a seconda che l'elemento che genera la crisi sia il calcestruzzo compresso o l'armatura tesa. Sotto azioni sismiche è preferibile avere una rottura duttile e per ottenerla si può intervenire sia sulla forma della parete che sulla distribuzione

dell'armatura.

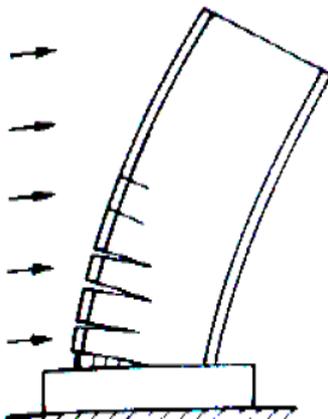


Figura 4.2. Fessure per flessione in una parete a mensola.

Nel caso di interazione taglio-flessione le fessure non sono più orizzontali come nel caso della flessione semplice ma sono inclinate a causa della presenza del taglio (Figura 4.3).

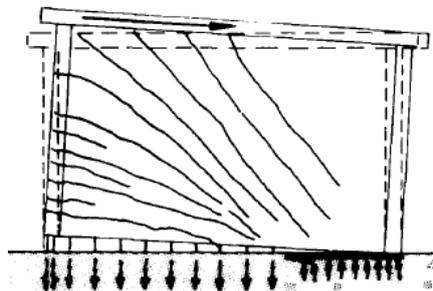


figura 4.3. Fessure per interazione flessione-taglio in una parete a mensola.

Chiaramente in presenza di un sisma, le fessure, poiché le sollecitazioni si invertono, si formeranno anche nell'altro verso, quindi le fessure si incrociano e le zone compresse risultano comunque fratturate.

Per effetto del taglio si possono avere due differenti meccanismi, comunque fragili ma diversi sia in termini di quadro fessurativo che di contributo resistente da parte di calcestruzzo e acciaio:

- crisi per formazione di fessure inclinate;
- crisi per formazione di fessure orizzontali (scorrimento);

La prima tipologia di crisi provoca la formazione di fessure inclinate: tali fessure generano due elementi resistenti che sono la biella compressa di calcestruzzo e l'armatura tesa trasversale, allo stesso modo di un meccanismo ben noto che è quello di traliccio ideale. Nella Figura 4.4a e nella Figura 4.4b sono indicate le tipologie di fessure che fanno riferimento a tale rottura per taglio.

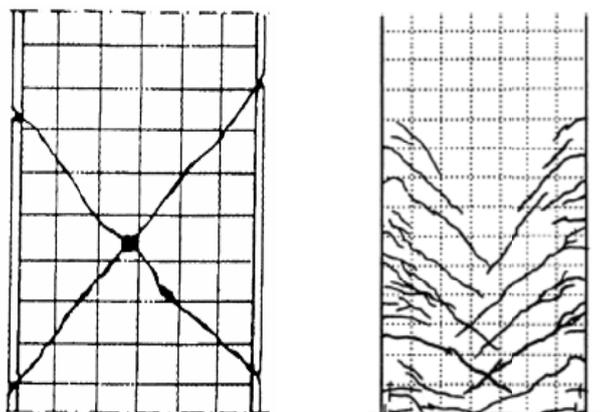


Figura 4.4. Crisi per formazione di fessure inclinate.

In questo caso la crisi dell'elemento può manifestarsi per due motivi:

1. rottura per trazione trasversale;
2. rottura per compressione diagonale.

La crisi per trazione trasversale si genera quando l'armatura trasversale presente è insufficiente; a causa di ciò, in un primo momento si forma una fessura inclinata che pian piano tende ad aprirsi, successivamente la fessura cambia di inclinazione e avanza sulla superficie esterna dell'elemento.

Tale meccanismo si sviluppa perché anche l'armatura che attraversa la fessura ha una certa duttilità e come conseguenza raggiunge ad un certo punto lo snervamento generando una modifica nel trasferimento degli sforzi: di conseguenza le fessure diventano man mano più inclinate (traliccio ad inclinazione variabile) riuscendo a trasferire meglio lo sforzo (il puntone compresso assorbe una componente maggiore).

Tale fenomeno è rappresentato nella Figura 4.5a e Figura 4.5b

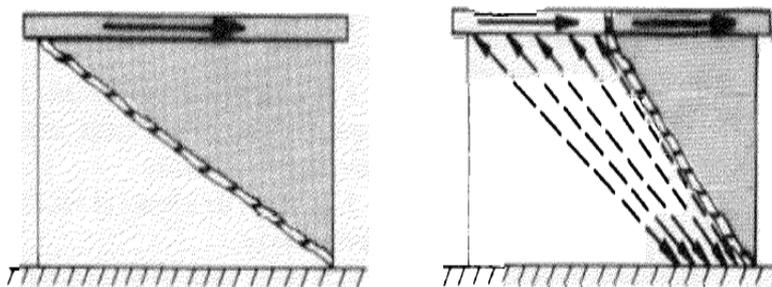


Figura 4.5. Rottura per trazione trasversale: a) formazione della fessura inclinata; b) la fessura avanza sulla superficie esterna.

La rottura può avvenire per insufficienza dell'armatura trasversale all'assorbimento della trazione oppure per la crisi della biella compressa inclinata di calcestruzzo.

Per questo tipo di rottura, quando i carichi sono ciclici e si invertono di segno, si ha una diminuzione di resistenza poiché la nuova fessura generata dall'inversione del carico attraverserà la biella compressa di calcestruzzo precedentemente integra, rendendola molto più debole; si creano così due serie di lesioni diagonali che vanno ad intersecarsi, e che ciclicamente si aprono e si chiudono riducendo considerevolmente la resistenza a compressione del calcestruzzo.

Spesso, lo schiacciamento del calcestruzzo si diffonde rapidamente per tutta la lunghezza della parete come si può osservare dalla Figura 4.6.

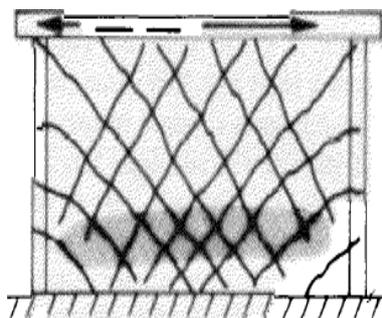


Figura 4.6. Rottura per compressione diagonale: lesioni diagonali che si intersecano.

La crisi per compressione diagonale è quindi un caso in cui, oltre alla scarsa duttilità, si ha purtroppo una irrecuperabile perdita di resistenza per effetto dei carichi ciclici.

La crisi per formazione di fessure orizzontali (scorrimento) si genera nel momento in cui si verifica una fessurazione orizzontale con un vero e proprio effetto di scorrimento orizzontale come si può notare dalla Figura 4.7.

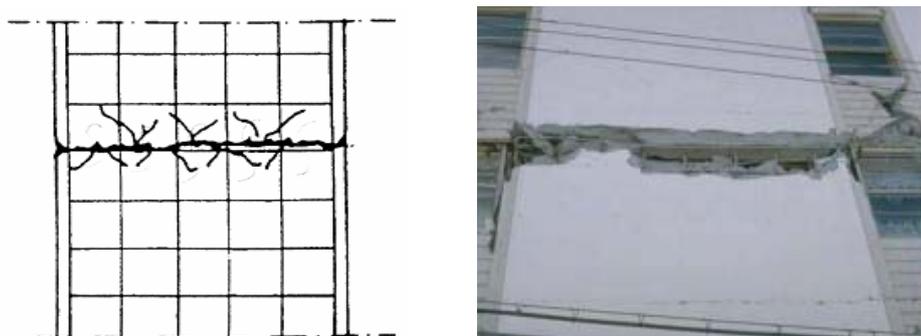


Figura 4.7. Crisi per scorrimento.

La resistenza è offerta sia dal contributo delle armature verticali con l'effetto spinotto sia dal contributo della resistenza per attrito della parte di sezione compressa, sia dall'eventuale contributo di armature inclinate presenti nella sezione dove si verifica lo scorrimento.

Tutte le tipologie di rottura sopra elencate sono governate principalmente da una serie di fattori:

- forma della sezione in c.a.;
- quantità e distribuzione dell'armatura sia orizzontale che trasversale;
- resistenza a compressione del calcestruzzo;
- rapporto geometrico h/l della parete;
- eventuale presenza di fori;
- tipologia di carico applicato (monotono o ciclico).

4.3 LE PARETI ESTESE DEBOLMENTE ARMATE

L'utilizzazione di pareti in c.a. estese debolmente armate per le costruzioni in

zona sismica ha trovato una discreta diffusione in alcuni paesi negli anni 50-70, dimostrando, in base ai danni limitati riportati dopo un evento sismico, una buona prestazione di questa tipologia strutturale rispetto agli edifici con struttura a telaio; tuttavia le informazioni di tipo sperimentale disponibili appaiono scarse e le indicazioni normative non sottolineano in modo esauriente le differenze di prestazione con le pareti “duttili”. Negli ultimi anni il mercato dell’edilizia sta proponendo diverse soluzioni per ottenere pareti estese debolmente armate. Tale richiesta di mercato è dovuta soprattutto alla creazione di un involucro edilizio efficace sia in termini di isolamento termico nel periodo invernale che di rendimento nel periodo estivo, dotato di adeguate prestazioni strutturali e di rapidità dell’ esecuzione; tali sistemi costruttivi costituiti da casseforme di materiale isolante per realizzare pareti in c.a. stanno occupando uno spazio di mercato interessante. Tali sistemi consentono, infatti, di ottenere pareti strutturali con elevata resistenza e rigidità, e, allo stesso tempo, un involucro edilizio termicamente isolato e con una elevata inerzia termica.

Il mercato offre numerose tipologie di questi sistemi che si possono distinguere in tre macrocategorie:

- i sistemi con casseforme a perdere di materiale isolante e armatura parzialmente predisposta in cui effettuare il getto di calcestruzzo;
- i sistemi sandwich in cui il materiale isolante si trova inserito tra due pareti di calcestruzzo (Ricci et al., 2011); questa soluzione può essere realizzata con pannelli prefabbricati oppure in opera applicando il calcestruzzo a spruzzo sui lati di un pannello isolante con armatura predisposta;
- i blocchi cassero che sono costituiti da veri e propri blocchi di materiale dotato di buone caratteristiche di isolamento termico, eventualmente migliorate con aggiunta di ulteriori spessori, in cui in opera si predispone l’armatura e si effettua il getto; i blocchi sono sagomati in modo da garantire

a tratti la continuità in orizzontale e verticale del getto e delle armature.

Le suddette soluzioni non presentano tutte le stesse problematiche e lo stesso comportamento strutturale; in particolare le pareti sandwich come i blocchi cassero hanno delle peculiarità che non consentono di applicare integralmente le regole di progettazione valide per le usuali tipologie costruttive in c.a. (strutture a telai, a pareti, con nuclei).

Per quanto riguarda i blocchi cassero, essi sono realizzati con blocchi di mattoni forati realizzati con calcestruzzo e legno o calcestruzzo e polistirene e ci sono pochissimi lavori di letteratura (Gasparini et al., 2008) che trattano il comportamento di questi tipi di parete.

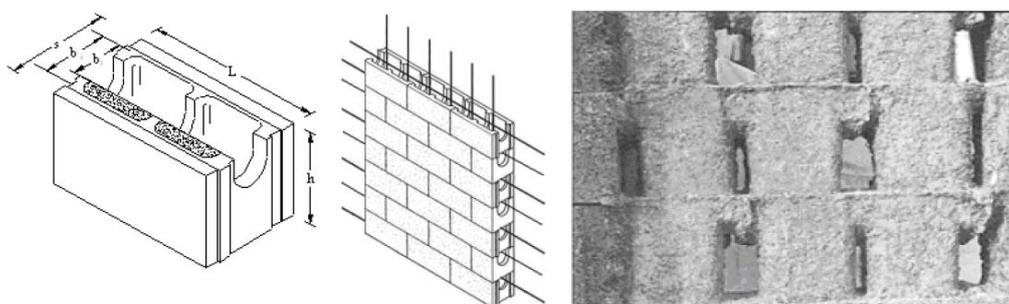


Figura 4.8. Blocco cassero singolo, parete con blocco cassero e griglia strutturale di calcestruzzo ottenuta da getti di blocco cassero (Gasparini et al. 2008).

In Figura 4.8 viene riportata la tipologia di parete con blocco cassero. Esso sono costituite da mattoni con fori in cui vengono alloggiati le armature ed il calcestruzzo per realizzare una sorta di rete in c.a. Tale tipo di parete presenta una percentuale di armatura che non supera lo 0.3% e può essere considerata come una parete estesa debolmente armata riducendo l'area resistente in calcestruzzo tramite un coefficiente riduttivo $\phi \cong 0.7$. Essi, però mostrano una discreta duttilità in spostamento in quanto presentano una grossa escursione in campo plastico con l'utilizzo in fase di progettazione di fattori di struttura tipici delle pareti ($q=3$) o anche superiori.

Per quanto riguarda, invece, i sistemi sandwich (Figura 4.9), la letteratura scientifica è più ricca e sono presenti molte prove (Ricci et al. 2011, Gara et al.

2012), per caratterizzare il comportamento di questa tipologia di parete (prove diagonali, prove a taglio, prove di scorrimento, prove di instabilità a carico verticale).

Tale tipo di parete è costituito da due paretine esterne dello spessore di circa 40mm in c.a., realizzato tramite la tecnica dello spritz beton, tra le quali viene interposto un pannello di polistirene espanso di spessore variabile; le pareti esterne risultano armate con rete elettrosaldata con diametri di dimensioni minime ($\phi=2.5mm$), e collegate tra di loro da armatura passante per garantirne la monoliticità. Risulta possibile aggiungere ulteriore armatura ma sempre di diametri ridotti. I pannelli sandwich mostrano una discreta escursione in campo plastico consentendo di raggiungere spostamenti di interpiano dell'ordine dell'1% o anche superiore e mostrando anche discrete escursioni in campo plastico.



Figura 4.9. Fasi di realizzazione di un pannello sandwich.

Certamente, l'unico sistema che si può assimilare ad un sistema costruttivo classico è quello in cui si adottano casseforme di materiale isolante per la realizzazione di pareti in c.a..

Tuttavia, sia per difficoltà tecniche nella realizzazione di armature molto fitte e articolate sia per l'esigenza di disporre le pareti sull'intero perimetro dell'edificio, confinando di fatto l'involucro edilizio, la tipologia strutturale che si riesce a realizzare non è quella costituita da generici setti o pareti in c.a.,

ma si tratta di pareti individuate tecnicamente come “pareti estese debolmente armate”.

Il comportamento delle pareti estese debolmente armate in termini di resistenza e di duttilità risulta fortemente influenzato dall’interazione flessione-taglio, dalla armatura e dalla sua distribuzione, dalla resistenza del calcestruzzo e dalla geometria del pannello.

Per quanto riguarda la resistenza delle pareti essa può essere raggiunta o con il contributo flessionale generalmente molto duttile, o con il contributo tagliante generalmente fragile, o tramite l’interazione tra gli stessi; ovviamente il tipo di rottura che si verifica nella parete è influenzata anche dalla percentuale di armatura e dalla sua distribuzione, dalla presenza di dettagli costruttivi di estremità e dall’eventuale confinamento del calcestruzzo. Diversi autori hanno analizzato con prove sperimentali i meccanismi di resistenza che si innescano nella pareti.

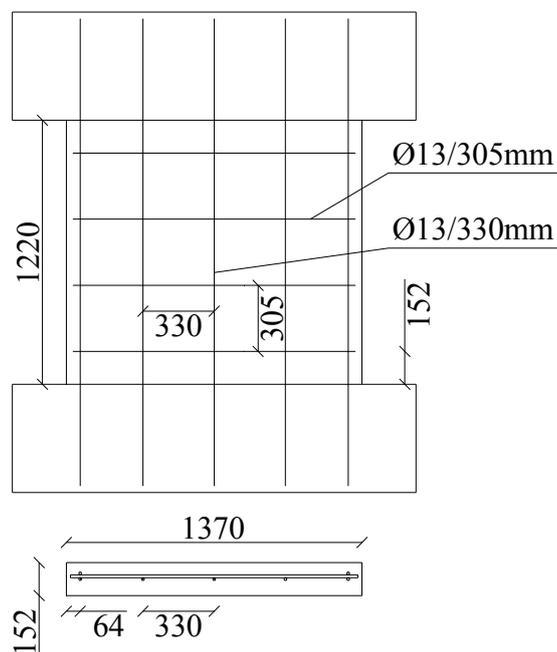


Figura 4.10. Armature della parete studiata da Orakcal et al., 2009 (misure in mm).

In Orakcal et al., (2009) gli autori testano dei pannelli tozzi con rapporto h/l inferiore all'unità e privi di dettagli costruttivi. Essi considerano l'utilizzo di un solo strato di armatura senza squadri terminali nelle armature orizzontali. I pannelli si differenziano per il valore dello sforzo normale che è stato variato tra 0-5-10% della resistenza a compressione della sezione ($A_g f'_c$). La percentuale di armatura longitudinale è 0.23%, anche se nelle zone estreme c'è una percentuale locale leggermente maggiore (Figura 4.10).

Le prove sono state condotte in controllo di spostamento applicando un carico verticale costante mediante due attuatori che impediscono la rotazione alla testa del provino, e un carico orizzontale in testa sviluppando cicli con drift pari a 0.2, 0.3, 0.4, 0.6, 0.8, 1.2, 1.6, 2.0, e 2.4%. Le misure effettuate hanno consentito di distinguere la deformazione tagliante da quella flessionale individuando per quest'ultima un contributo trascurabile mentre il ruolo principale è da attribuirsi allo scorrimento delle fessure diagonali per taglio; anche la crisi è stata determinata dal taglio con la rottura del calcestruzzo compresso nella zona centrale delle bielle compresse inclinate.

Gli autori osservano che l'assenza degli squadri di estremità nelle armature trasversali non influenza la resistenza a taglio mentre il rapporto h/l inferiore all'unità (parete tozza) ne sposta la rottura verso il taglio.

Gli autori Carrillo e Alcocer (2012) hanno testato 6 pannelli con un rapporto di forma intorno all'unità; in Figura 4.11 vengono riportate le geometrie dei pannelli; 4 pannelli sono pannelli interi, hanno geometria uguale, un singolo strato di armatura, diversa quantità e tipologia d'armatura d'anima e diversa tipologia di calcestruzzo (normale e alleggerito); 2 pannelli presentano anche dei fori; in Tabella 4.1 vengono riportate le caratteristiche geometriche dei pannelli.

Le prove sono state effettuate su tavola vibrante caricando i pannelli solo nel piano con una serie di accelerogrammi. Nel dettaglio gli autori fanno variare la

percentuale di armatura d'anima dai valori proposti dalla norma ACI 318-08 a valori pari al 50% di quelli proposti dalla norma e la tipologia di acciaio (acciaio tradizionale duttile e reti elettrosaldate fragili) osservando che i pannelli con reti elettrosaldate mostrano una rottura per trazione diagonale di tipo fragile per la scarsa capacità di escursione in campo plastico dell'acciaio (1.9%).

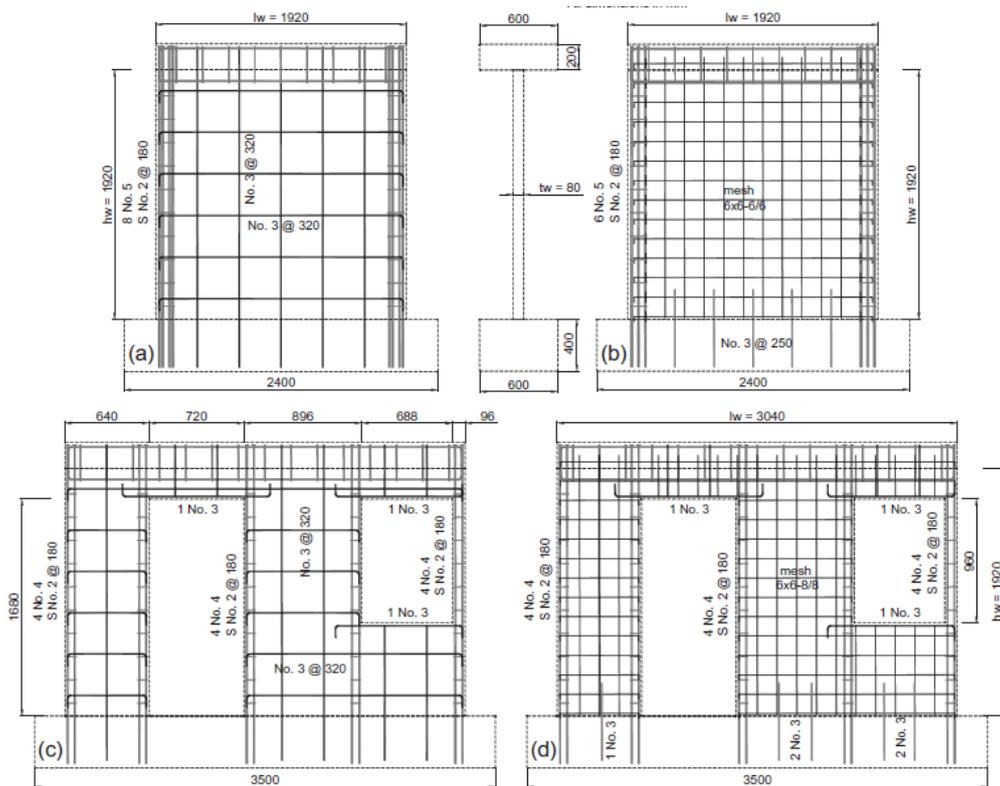


Figura 4.11. Distinta di armatura dei pannelli testati da Carrillo e Alcocer (2012).

No.	Wall	Type of concrete	Geometry	t_w (mm)	l_w (mm)	h_w (mm)	Door (mm × mm)	Window (mm × mm)	Web reinforc.	
									$\rho_{h,v}$ (%)	Type
1	MCN50m	Normal	Solid	83	1916	1923	-	-	0.11	D
2	MCN100	Normal	Solid	84	1921	1924	-	-	0.28	W
3	MCL50m	Light	Solid	82	1917	1917	-	-	0.11	D
4	MCL100	Light	Solid	82	1912	1918	-	-	0.28	W
5	MVN50m	Normal	Openings	83	3042	1924	1681 × 720	965 × 689	0.11	D
6	MVN100	Normal	Openings	84	3042	1926	1681 × 721	959 × 689	0.28	W

Tabella 4.1. Caratteristiche dei provini testati da Carrillo e Alcocer (2012).

Le pareti rinforzate con acciaio tradizionale mostrano invece un tipo di rottura

combinata per trazione diagonale e compressione diagonale con una maggiore capacità di escursione in campo plastico come mostrato in Tabella 4.2.

Limit state	Parameter	Welded-wire mesh				Deformed-bars			
		1	2	3	Mean (CV, %)	4	5	6	Mean (CV, %)
Cracking	Dynamic weight, W_d (kN)	243.4	208.1	184.0	-	243.4	208.1	184.0	-
	Shear strength, V_{cr} (kN)	148.4	134.3	115.2	132.7 (10.2)	150.0	133.8	116.2	133.3 (10.4)
	Drift ratio, R_{cr} (%)	0.09	0.14	0.05	0.10 (36.9)	0.09	0.14	0.05	0.10 (37.5)
Peak strength	Shear strength, V_{max} (kN)	233.8	240.3	184.4	219.5 (11.4)	273.6	249.8	226.2	249.9 (7.7)
	Seismic coefficient, C_s (g)	0.96	1.15	1.00	1.04 (8.0)	1.12	1.20	1.23	1.18 (3.7)
	Shear stress (MPa)	1.47	1.53	1.44	1.48 (2.6)	1.70	1.60	1.75	1.68 (3.8)
Ultimate	Drift ratio, R_{max} (%)	0.44	0.62	0.40	0.49 (19.5)	0.53	0.50	0.49	0.50 (3.3)
	Shear strength, V_u (kN)	187.1	192.2	147.5	175.6 (11.4)	218.9	199.8	181.0	199.9 (7.7)
	Drift ratio, R_u (%)	0.54	0.65	0.44	0.55 (15.6)	0.58	0.73	0.82	0.71 (14.2)
Failure mode	Ratio R_u/R_{max}	1.23	1.05	1.09	1.12 (7.0)	1.10	1.47	1.68	1.42 (17.2)
		Diagonal tension, DT				Mixed DT-DC			

Tabella 4.2. Parametri misurati su curve di isteresi dei provini testati da Carrillo e Alcocer (2012).

In Figura 4.12 viene mostrato il quadro fessurativo dei pannelli testati. Gli autori analizzano anche i contributi alla deformazione dovuti al taglio, allo scorrimento e alla flessione ed osservano che l'aliquota maggiore è dovuto al taglio eccetto che per i pannelli forati dove l'aliquota flessionale pesa molto di più (Figura 4.13). Pertanto anche in questo caso il rapporto h/l prossimo all'unità (parete tozza) indica che la parete tende a resistere prevalentemente a taglio.

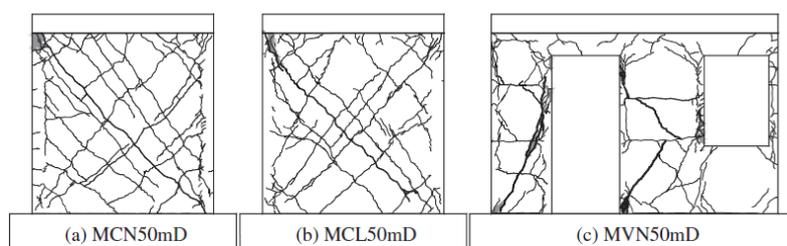


Fig. 5. Final cracks patterns of walls that failed in DT.

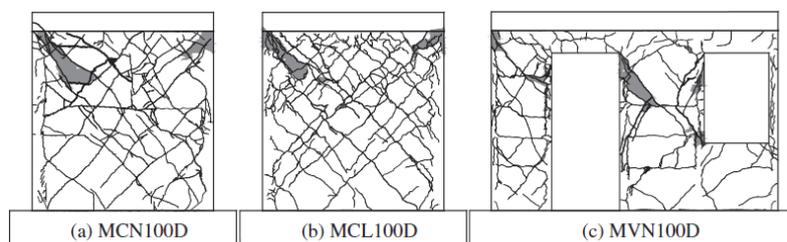


Figura 4.12. Quadro fessurativo dei pannelli testati da Carrillo e Alcocer (2012).

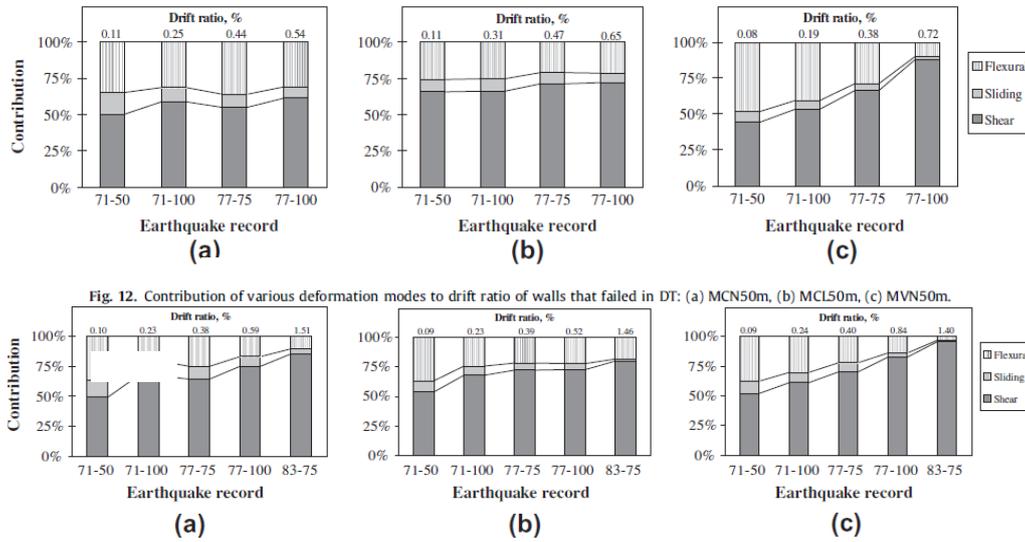


Figura 4.13. Contributo di taglio, scorrimento e flessione al drift ratio dei pannelli testati da Carrillo e Alcocer (2012).

In Hidalgo et al. (2002) gli autori hanno testato 26 pannelli in cui viene fatto variare il rapporto di forma h/l , la percentuale di armatura geometrica verticale ρ_v e orizzontale ρ_h comunque contenute in valori bassi, la resistenza del calcestruzzo f_c . In Tabella 4.3 vengono riportate le caratteristiche geometriche e meccaniche della pareti con i risultati ottenuti

I pannelli sono stati sottoposti a carichi ciclici con uno schema di trave incastrata al piede e impedita di ruotare in testa e gli autori hanno osservato che:

- tutti i pannelli hanno presentato una crisi per taglio;
- sono presenti fenomeni di pinching dovuti all’apertura e chiusura delle fessure sotto carico ciclico;
- c’è una scarsa importanza dell’armatura verticale per la resistenza a taglio se paragonata con l’armatura orizzontale; questo fenomeno è meno evidente nei pannelli con rapporto di forma bassi;
- c’è un effetto positivo sulla resistenza a taglio per i pannelli con f_c maggiori perché ad essa è correlata anche la resistenza a trazione del calcestruzzo;

SPECIMEN	t_w (cm)	l_w (cm)	h_w (cm)	$\frac{M}{V \cdot l_w}$	ρ_h (%)	ρ_v (%)	f_y (MPa)	f'_c (MPa)	A_{sb} (cm ²)	V_{cr} (kN)	δ_{cr} (%)	V_u (kN)	δ_u (%)
1	12	100	200	1.00	0.131	0.251	392	19.4	10.2	136	(*)	198	0.66
2	12	100	200	1.00	0.246	0.251	402	19.6	10.2	131	(*)	270	0.75
4	12	100	200	1.00	0.381	0.251	402	19.5	12.7	150	(*)	324	0.75
6	12	130	180	0.69	0.131	0.259	314	17.6	10.2	215	(*)	309	0.44
7	12	130	180	0.69	0.246	0.125	471	18.1	10.2	213	(*)	364	0.63
8	12	130	180	0.69	0.246	0.259	471	15.7	10.2	222	(*)	374	0.55
9	10	130	180	0.69	0.255	0.255	366	17.6	9.1	223	0.21	258	0.54
10	8	130	180	0.69	0.250	0.250	367	16.4	7.6	116	0.10	187	0.46
11	10	140	140	0.50	0.127	0.255	362	16.3	8.0	153	0.05	235	0.35
12	10	140	140	0.50	0.255	0.127	366	17.0	8.0	138	0.08	304	0.50
13	10	140	140	0.50	0.255	0.255	370	18.1	8.0	144	0.05	289	0.35
14	8	170	120	0.35	0.125	0.250	366	17.1	6.0	230	0.08	255	0.25
15	8	170	120	0.35	0.250	0.125	366	19.0	6.0	(*)	(*)	368	0.42
16	8	170	120	0.35	0.250	0.250	366	18.8	6.0	183	0.09	362	0.37
21	10	130	180	0.69	0.000	0.000	-	24.2	6.0	162	0.11	258	0.28
22	10	130	180	0.69	0.000	0.000	-	17.2	6.0	148	0.11	222	0.27
23	10	130	180	0.69	0.250	0.000	431	24.2	11.1	232	0.17	333	0.36
24	10	130	180	0.69	0.000	0.250	431	23.9	6.0	173	0.12	323	0.21
25	10	140	140	0.50	0.000	0.000	-	23.9	6.0	177	0.12	352	0.60
26	10	140	140	0.50	0.000	0.000	-	17.7	6.0	126	0.10	262	0.46
27	10	140	140	0.50	0.250	0.000	431	23.9	9.1	244	0.20	491	0.64
28	10	140	140	0.50	0.000	0.250	431	23.3	6.0	151	0.09	258	0.31
29	8	150	105	0.35	0.000	0.000	-	23.2	6.0	227	0.10	400	0.51
30	8	150	105	0.35	0.000	0.000	-	17.9	6.0	159	0.06	356	0.63
31	8	150	105	0.35	0.250	0.000	431	23.1	8.0	133	0.06	391	0.35
32	8	150	105	0.35	0.000	0.250	431	23.3	6.0	130	0.06	344	0.38

(*) No data registered

1 kgf/cm²=0.102 MPa=14.8 psi; 1 kN=0.225 kip=102 kgf; 1 cm=10 mm=0.394 in

Tabella 4.3. Parametri misurati su curve di isteresi dei provini testati da Hidalgo et al. (2002).

Dalle prove sperimentali eseguite da Kuang e Ho (2008) in cui gli autori analizzano il comportamento di pareti tozze prive di dettagli costruttivi all'estremità per poter stimare la loro duttilità in spostamento, gli autori osservano che il meccanismo di rottura del pannello è governato dalla flessione essendo il taglio teorico ultimo di gran lunga superiore al carico applicato in testa al pannello. Il quadro fessurativo dei pannelli infatti, ha evidenziato la formazione di fessure per flessione già per i cicli $\pm 0.5P_i$ le quali, poi si sono propagate per i cicli di carico $\pm 0.75P_i$. a questi cicli di carico si sono evidenziate anche fessure a 45° dovute al taglio.

Greifenhagen e Lestruzzi (2005) analizzano i meccanismi di crisi di pareti debolmente armate individuando le cause nel tipo di sezione, nelle quantità e nei dettagli di armatura, nelle caratteristiche meccaniche dei materiali; individuano diversi tipi di rottura a secondo della causa che le produce: fessure diagonali da angolo ad angolo per carenza di armatura orizzontale; se l'armatura orizzontale è adeguata, invece, e c'è una sufficiente capacità flessionale, la rottura avviene per compressione diagonale del calcestruzzo; per carichi ciclici è possibile avere anche rottura per scorrimento poiché le fessure che si aprono sui bordi opposti della parete tendono ad accoppiarsi alla base producendo lo scorrimento. Gli autori, poi, analizzano un database di prove effettuate su pannelli che viene riportato nella Tabella 4.4; i pannelli testati si differenziano per quantità di armatura orizzontale e verticale, per la presenza o meno dello sforzo normale, per la presenza o meno dei dettagli costruttivi di estremità in cui da cui traggono le conclusioni sopra riportate.

Ref.	Specimen	Load	h_F (m)	l_w (m)	t (m)	h/l (-)	ρ_h (%)	ρ_v (%)	ρ_e (%)	f'_c (MPa)	a (-)	n (%)
[8]	S4	mon	1.20	1.18	0.10	1.02	1.03	1.05	1.05	32.90	1.12	6.7
	S9	mon	1.20	1.18	0.10	1.02	0.00	1.05	1.05	29.20	1.12	7.5
[9]	SW11	mon	0.75	0.75	0.07	1.00	1.10	2.40	3.10	44.46	1.10	-
	SW14	mon	0.75	0.75	0.07	1.00	1.10	2.40	3.10	35.79	1.10	-
	SW17	mon	0.75	0.75	0.07	1.00	0.37	2.40	3.10	41.06	1.10	-
[13]	T01	dyn	1.10	0.80	0.08	1.38	0.47	0.71	1.42	24.31	1.50	-
	T04	dyn	1.10	0.80	0.08	1.38	0.00	0.71	1.42	28.80	1.50	-
	T10	st	1.10	0.80	0.08	1.38	0.47	0.71	1.42	33.57	1.50	-
	T11	st	1.10	0.80	0.08	1.38	0.47	0.71	1.42	26.86	1.50	7.0
[7]	Wall1	st	1.50	3.00	0.10	0.50	1.60	0.81	0.85	27.20	0.57	-
[10]	LSW1	st	1.20	1.20	0.10	1.00	0.57	0.57	1.70	22.20	1.09	-
	LSW2	st	1.20	1.20	0.10	1.00	0.28	0.28	1.30	21.60	1.09	-
	LSW3	st	1.20	1.20	0.10	1.00	0.28	0.28	1.30	23.90	1.09	7.0
[12]	11	st	1.40	1.40	0.10	1.00	0.13	0.26	(8.0) ^a	16.30	0.50	-
	12	st	1.40	1.40	0.10	1.00	0.26	0.13	(8.0) ^a	17.00	0.50	-
	13	st	1.40	1.40	0.10	1.00	0.26	0.26	(8.0) ^a	18.10	0.50	-
	25	st	1.40	1.40	0.10	1.00	0.00	0.00	(6.0) ^a	23.90	0.50	-
	26	st	1.40	1.40	0.10	1.00	0.00	0.00	(6.0) ^a	17.70	0.50	-
	27	st	1.40	1.40	0.10	1.00	0.25	0.00	(9.1) ^a	23.90	0.50	-
	28	st	1.40	1.40	0.10	1.00	0.00	0.25	(6.0) ^a	23.30	0.50	-
	[11]	KV11	st	0.75	1.50	0.10	0.50	0.12	0.12	1.07	30.20	0.25
	KV4	st	0.75	1.50	0.10	0.50	0.20	0.20	1.13	32.50	0.25	1.5
	KV5	st	0.75	1.50	0.10	0.50	0.28	0.28	1.57	30.20	0.25	1.7
	KV13	st	0.75	1.50	0.10	0.50	0.12	0.12	1.07	15.60	0.25	3.2
	KV9	st	0.75	1.50	0.10	0.50	0.20	0.20	1.13	16.60	0.25	3.0
	KV14	st	0.75	1.50	0.10	0.50	0.28	0.28	1.57	16.10	0.25	3.1
	KV15	st	0.75	1.50	0.10	0.50	0.39	0.39	2.01	27.10	0.25	1.8
	KV16	st	0.75	1.50	0.10	0.50	0.68	0.68	3.14	28.20	0.25	1.8

Tabella 4.4. Database dei pannelli analizzato da Greifenhagen e Lestruzzi (2005).

Alla luce di ciò, gli autori progettano 4 provini in scala 1:3 per simulare la parte inferiore di una parete di un edificio esistente. Il provino viene caricato verticalmente con uno sforzo normale mantenuto costante e, tramite un attuatore, caricato orizzontalmente con carichi ciclici; nella Tabella 4.5 vengono riportate le caratteristiche dei quattro pannelli mentre lo schema di prova e riportato in Figura 4.14.

Specimen	l_w (mm)	t (mm)	M/V (-)	ρ_v (%)	ρ_h (%)	f'_c (MPa)	n (%)
M1	1000	100	0.69	0.3	0.3	50.7	1.7 ... 2.7
M2	1000	100	0.69	0.3	0.0	51.0	1.7 ... 2.7
M3	900	80	0.69	0.3	0.3	20.1	4.4 ... 5.6
M4	900	80	0.69	0.3	0.3	24.4	9.0 ... 10.0

Tabella 4.5. Caratteristiche dei pannelli testati da Greifenhagen e Lestruzzi (2005).

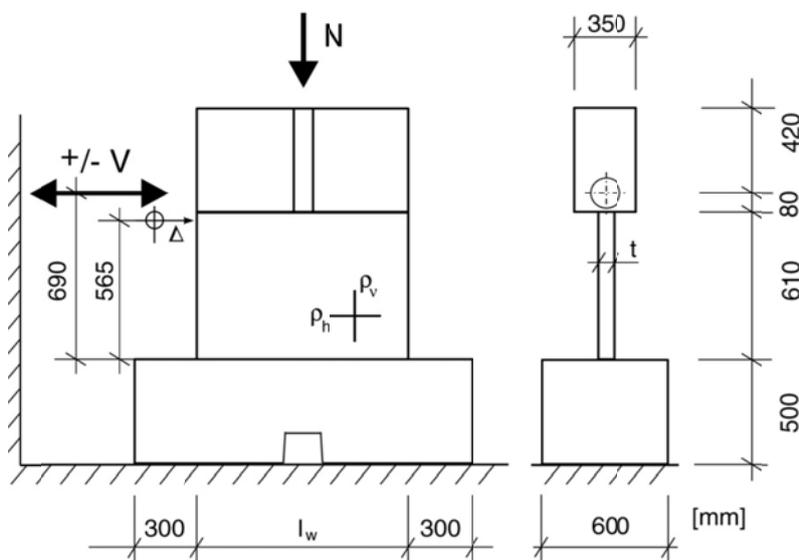


Figura 4.14. Schema di prova dei pannelli di Greifenhagen e Lestruzzi (2005).

In Figura 4.15 vengono, invece, riportate le sezioni con le armature per i quattro pannelli.

Dai risultati dei test gli autori osservano che la resistenza a trazione del calcestruzzo gioca un ruolo importante nel trasferimento del taglio

confrontando i risultati dei primi due pannelli con una classe di calcestruzzo alta con i secondi due pannelli con classe di calcestruzzo più bassa.

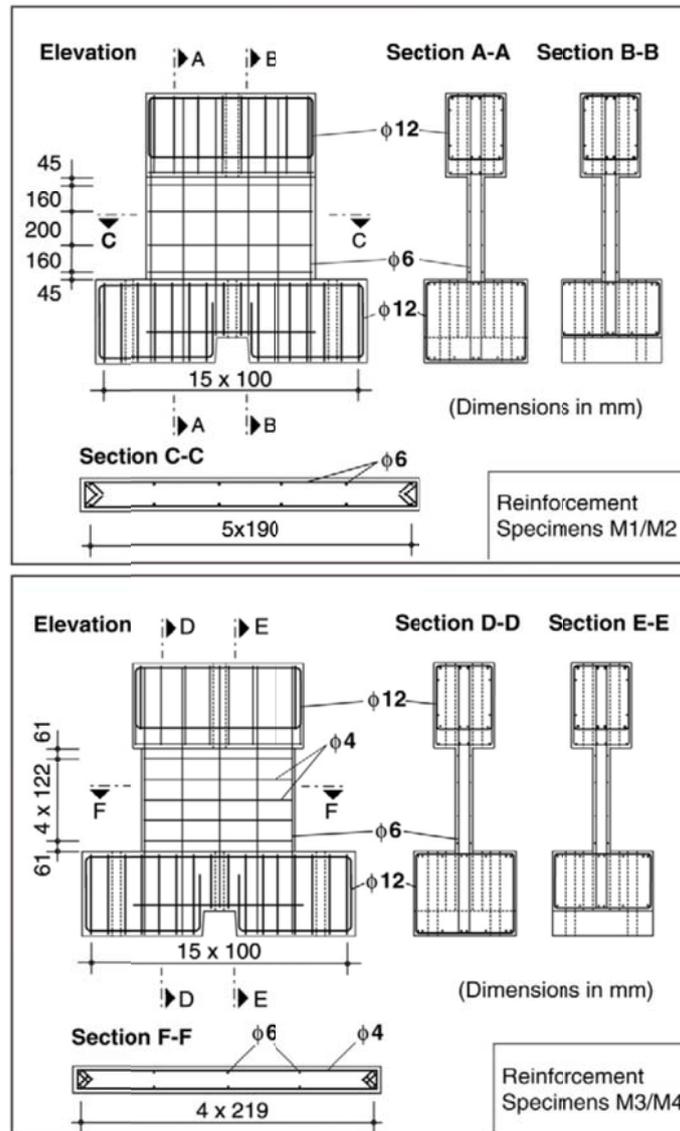


Figura 4.15. Sezioni dei pannelli di Greifenhagen e Lestuzzi (2005).

Anche Fischinger et al. (2004) analizzano il comportamento delle pareti debolmente armate. Tale analisi viene condotta seguendo una serie di passi:

- costruzione di un macro-modello numerico tarato su prove sperimentali di letteratura di edifici in c.a. con pareti strutturali e telai di 7 piani; il modello

della parete viene rappresentato tramite una molla rotazionale posizionata al centro del pannello e due molle verticali posizionate agli estremi del pannello per simulare la forza di deformazione degli elementi di bordo;

- prove sperimentali su tavole vibranti di pareti a mensola progettate rispettando i requisiti dell'EC8; durante la sperimentazione gli autori hanno osservato che a causa del rocking (movimento di sollevamento della parete dovuto a spostamento di corpo rigido) l'asse neutro della sezione traslava verso la zona compressa producendo una serie di effetti indesiderati sulle pareti quali incrementi dello sforzo normale e di conseguenza del momento ultimo e della forza tagliante che possono produrre la crisi dell'elemento.

Gli autori inoltre, osservano alti livelli di tensione di trazione nell'acciaio, il quale, se ha un comportamento fragile, può produrre la crisi dell'elemento e altrettanto alte tensioni di compressione nel calcestruzzo, che se non dotato di dettagli costruttivi di estremità può produrre la crisi della parete.

La Tabella 4.6 riporta i risultati delle prove effettuate.

Specimen	N (kN)	n (-)	V_{max} (kN)	V_u (kN)	τ_{max} (MPa)	τ_u (MPa)	Δ_{max} (mm)	Δ_u (mm)	$\frac{\Delta_u}{h_f}$ (%)	μ_{Δ} (-)
M1	-135	0.03	204	140	2.04	1.40	1.88	5.00	0.89	5.6
M2	-140	0.03	203	156	2.03	1.56	2.88	12.13	2.15	5.9
M3	-140	0.10	176	134	2.44	1.86	3.2	7.07	1.25	5.8
M4	-87	0.05	135	101	1.88	1.40	2.8	9.00	1.59	8.0

Tabella 4.6. Risultati delle prove di Greifenhagen e Lestuzzi (2005).

In (Wallace et al., 2008) vengono analizzate delle nuove formulazioni per la valutazione della capacità portante verticale residua delle pareti dopo il danneggiamento per taglio, tenendo conto dei contributi resistenti allo sforzo normale dei meccanismi di scorrimento all'interfaccia della fessura inclinata. Tra i meccanismi di scorrimento che contribuiscono a portare anche lo sforzo normale viene considerato solo il contributo dovuto all'attrito per taglio considerando trascurabile la presenza delle armature longitudinali. Il modello così sviluppato da quello di Elwood e Moehle (2005) sulle colonne, considera

pertanto possibile che la parete porti sforzo normale attraverso l'attrito per taglio che si sviluppa lungo la fessura inclinata. Gli autori affermano che l'angolo di inclinazione della fessura è funzione della geometria della parete ed in particolar modo dell'*aspect ratio* h/l variando tra 26.6° e 63.4° per rapporti h/l che variano da 1:2 a 2:1; per rapporti superiori a 2:1 l'angolo viene fissato a 65° , per rapporti inferiori a 1:2 viene fissato un angolo di 25° osservando però che l'attrito da taglio ha una scarsa influenza sulla capacità di portare sforzo normale per pareti con rapporti inferiori a 1:2. Tale modello è stato poi validato con prove su pannelli e gli autori hanno osservato che il modello è abbastanza affidabile variando opportunamente i parametri che governano l'attrito da taglio e la presenza dell'armatura d'anima; gli autori osservano inoltre che la perdita di capacità nel portare sforzo normale è indipendente dal livello di sforzo normale applicato per valori che variano tra 0.03 e 0.05 di $A_g f'_c$.

Pilakoutas e Elnashai (1995) testano 9 pannelli in c.a. in cui viene mantenuta costante la sezione e l'altezza dei pannelli ma viene fatta variare l'armatura all'interno dei pannelli; viene fatta variare sia l'armatura d'anima orizzontale e verticale che l'armatura negli elementi di bordo; gli autori osservano i quadri fessurativi dei pannelli ed il loro progredire per drift sempre maggiori fino alla crisi del pannello. Gli autori osservano diverse modalità di crisi del pannello funzione della quantità di armatura e della sua distribuzione osservando però che il carico di rottura risulta scarsamente influenzato dalla quantità di armatura a taglio; generalmente la crisi dei pannelli avviene dopo lo snervamento dell'armatura orizzontale per la crisi del calcestruzzo a compressione; tale lavoro è seguito da un secondo lavoro degli stessi autori in cui viene ulteriormente sviluppata l'analisi dei pannelli visti in precedenza e gli autori osservano che i dettagli costruttivi per il confinamento del calcestruzzo portano ad un incremento di duttilità molto evidente in confronto con l'incremento di capacità resistente del pannello; gli autori inoltre, osservano

scomponendo lo spostamento laterale nei due contributi dovuti al taglio e alla flessione che l'energia dissipata dal pannello è dovuta al meccanismo flessionale; infine, osservano che per evitare crisi a taglio è importante analizzare la quantità, il posizionamento ed il dettaglio dell'armatura di rinforzo a taglio, visti gli effetti negativi che gioca il taglio sulla resistenza, duttilità e capacità di dissipare energia nella fase post-elastica. In Figura 4.16 viene mostrato un diagramma V- δ per uno dei pannelli testati.

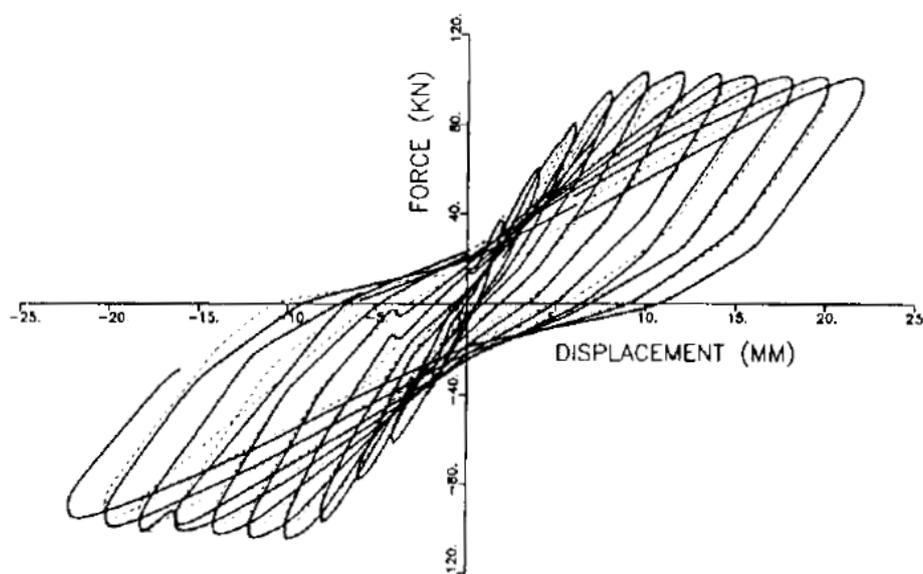


Figura 4.16. Diagramma V- δ per il pannello SW4 testato da Pilakoutas e Elnashai (1995).

In Tabella 4.7 vengono riportati i risultati sperimentali, teorici e delle normative per i pannelli testati.

Wall code	Actual capacity experimental (kN)	Flexural capacity unfactored (kN)	Shear capacity model (kN)	Shear capacity EC2 (kN)	Shear capacity ACI-83 (kN)
SW4	104.0	103.0	153	111	94
SW5	117.3	126.5	106	78	61
SW6	107.8	103.0	124	78	61
SW7	127.3	126.5	135	111	95
SW8	95.3	105.0	148	74	56
SW9	97.5	105.0	185	115	98

Tabella 4.7. Confronti teorico-sperimentali delle prove di Pilakoutas e Elnashai (1995).

Dalla tabella è possibile osservare come sia l'EC2 che ACI-83 sottostimano il resistenza a taglio dei pannelli testati.

Vallenas, Bertero e Popov (1979) hanno eseguito alcune prove sperimentali per mostrare quanto la forma della sezione trasversale e la distribuzione dell'armatura influisca sulla resistenza dell'elemento; gli autori considerano due tipiche configurazioni, quella dotata di elementi di bordo (Figura 4.17a) e quella rettangolare (Figura 4.17b). In entrambe le sezioni, sono presenti un pannello centrale, dotato di due strati di armatura a maglia ortogonale, e due elementi di bordo, il primo con un maggiore spessore ed un incremento dell'armatura verticale ed orizzontale, il secondo solo con incremento dell'armatura verticale ed orizzontale. In seguito alle prove sperimentali effettuate, è stato osservato che la sezione mostrata in Figura 4.17a presenta, a parità di quantitativo di calcestruzzo e di acciaio, una maggiore resistenza (intesa come taglio ultimo alla base)

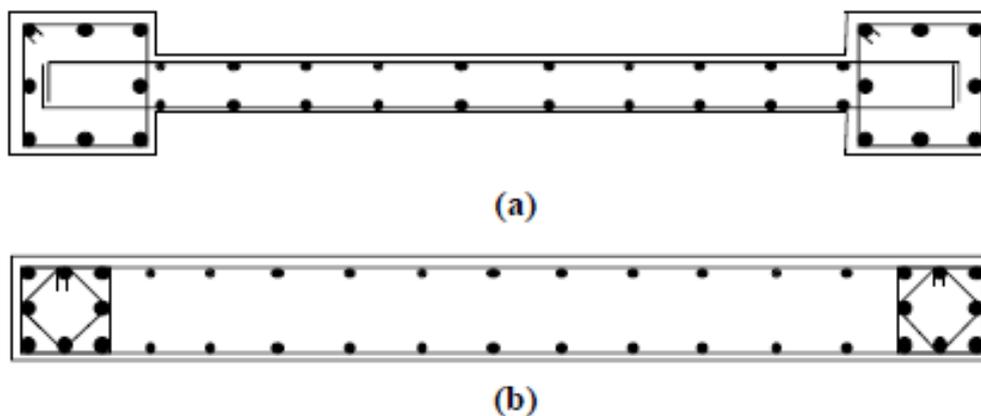


Figura 4.17. Sezioni trasversali di pareti strutturali: (a) sezione strutturale con elementi di bordo; (b) sezione rettangolare.

Infatti, all'aumentare delle forze orizzontali, l'asse neutro tende ad avvicinarsi al bordo maggiormente compresso e la sezione dotata di elementi di bordo (Figura 4.17a) presenta un momento resistente superiore a quello della sezione rettangolare (Figura 4.17b), in quanto ha aree di calcestruzzo più centrifugate.

Per mostrare come la distribuzione e la quantità di armatura influenzano la resistenza delle pareti Tran e Wallace, (2012) hanno testato 5 pannelli in c.a. in cui hanno fatto variare la percentuale geometrica di armatura nell'anima della parete e la percentuale geometrica di armatura nell'estremità tenendo costante il rapporto di forma h/l e lo sforzo normale applicato alla parete. In Figura 4.18 viene mostrata una sezione tipo delle pareti testate.

Nella Tabella 4.8 vengono riportati sinteticamente i risultati delle prove sperimentali, invece nella Tabella 4.9 vengono riportate le modalità di rottura di ogni pannello.

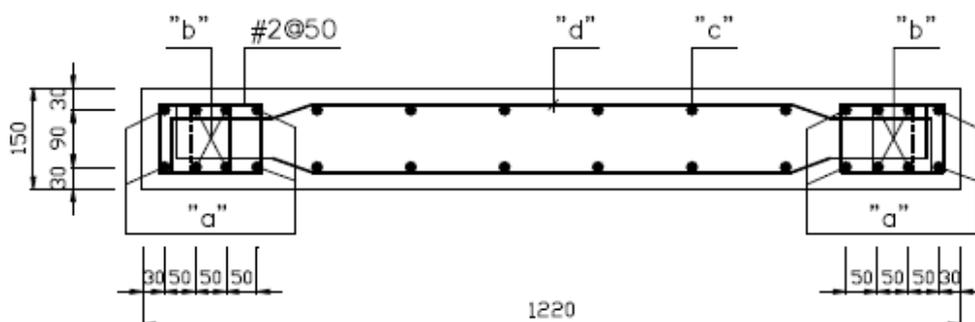


Figura 4.18. Sezione tipo delle pareti testate da Tran e Wallace (2012).

Wall code	Loading direction	Cracking		Yielding		Peak load		Failure	
		F (kN)	Δ^{top} (mm)	F (kN)	Δ^{top} (mm)	F (kN)	Δ^{top} (mm)	F (kN)	Δ^{top} (mm)
RW-A20-P10-S38	Positive	148	2.0	379	13	481	56	445	76
	Negative	-143	-1.8	-374	-14	-436	-36	-413	-75
RW-A20-P10-S63	Positive	169	2.1	630	16	742	69	734	73
	Negative	-165	-2.0	-597	-15	-717	-69	-699	-73
RW-A15-P10-S51	Positive	190	1.3	527	10	603	52	485	60
	Negative	-189	-1.1	-506	-9	-575	-50	-567	-55
RW-A15-P10-S78	Positive	201	1.5	776	12	859	27	791	55
	Negative	-198	-1.1	-727	-11	-823	-27	-739	-55
RW-A15-P2.5-S64	Positive	142	1.3	627	11	670	27	543	55
	Negative	-141	-1.1	-588	-10	-660	-27	-364	-55

Tabella 4.8. Caratteristiche geometriche e risultati dei pannelli di Tran e Wallace (2012).

Essi osservano che all'aumentare della percentuale geometrica dell'armatura si verificano incrementi di valori di taglio alla fessurazione, allo snervamento, al picco e alla crisi eccetto che per il pannello RW-A15-P10-S78. Gli autori

affermano che la crisi dei pannelli si raggiunge per un drift del 3.0% con modalità di rotture differenti come si evince anche dalla Tabella 4.9.

sigla	Tipo di rottura
RW-A20-P10-S38	Rottura per trazione diagonale
RW-A20-P10-S63	Crisi per compressione diagonale ed instabilità acciaio compresso
RW-A15-P10-S51	Crisi per compressione diagonale e dell'armatura orizzontale
RW-A15-P10-S78	Scorrimento per taglio
RW-A15-P2.5-S64	Crisi compressione diagonale e scorrimento per taglio

Tabella 4.9. Tipologia di rottura dei pannelli di Tran e Wallace (2012).

In Figura 4.19 viene invece riportato il quadro fessurativo del pannello RW-A20-P10-S63 per diversi livelli di spostamento, in cui è possibile osservare una rottura per compressione diagonale del calcestruzzo ed il tipico quadro fessurativo a rottura di un pannello per interazione taglio-flessione.



Figura 4.19. Quadro fessurativo del pannello RW-A20-P10-S63 al drift ratio di 0.5%, 1.5% e 3.0% di Tran e Wallace (2012).

Gebreyohannes et al. (2011) analizzano il comportamento di 4 pannelli in c.a per analizzarne il comportamento. In Tabella 4.10 vengono riportate le caratteristiche geometriche dei 4 pannelli testati con il relativo sforzo normale applicato

Specimen	L_w , m	H , m	t , m	N , kN
WPS5	1.3	2.4	0.15	0
WPS6	1.3	2.4	0.23	0
WPS7	1.3	2.4	0.15	$200 \approx 0.05 A_g f'_c$
WPS8	1.3	2.4	0.23	$300 \approx 0.05 A_g f'_c$

Tabella 4.10. Caratteristiche geometriche dei pannelli testati da Gebreyohaness et al. (2011).

In Tabella 4.11 vengono riportate le caratteristiche dei materiali utilizzati.

Specimen	Reinforcement (Plain round bars)						Concrete
	Vertical/Horizontal	f_y and f_{yt} , MPa	f_{ult} , MPa	Boundary	f_y and f_{yt} , MPa	f_{ult} , MPa	f'_c , MPa
WPS5	$\phi 10$ c/c 305mm	348	487	4 $\phi 12$	516	662	29.4
WPS6	$\phi 10$ c/c 305mm	348	487	4 $\phi 12$	516	662	24.8
WPS7	$\phi 10$ c/c 305mm	344	456	4 $\phi 12$	305	438	21.3
WPS8	$\phi 10$ c/c 305mm	344	456	4 $\phi 12$	305	438	22.5

Tabella 4.11. Caratteristiche meccaniche dei materiali dei pannelli testati da Gebreyohaness et al. (2011)

Gli autori sottopongono i pannelli a prove cicliche monitorando il carico laterale applicato, lo spostamento in testa, le deformazioni flessionali, quelle taglianti e quelle dovute al rocking. Lo schema di carico utilizzato è quello di mensola incastrata al piede.

Dai diagrammi riportati in Figura 4.20 si osserva che i pannelli presentano una perdita di carico repentina già per drift molto bassi (0.5%); nonostante ciò, però, riescono a portare un discreto carico residuo anche per drift del 3%. In tutte le prove le prime fessure appaiono durante i primi cicli in testa e al piede per estendersi poi a tutta la lunghezza del pannello per cicli di carico intorno all'1%. Alla fine delle prove sono stati registrati fenomeni di scorrimento dei pannelli rispetto al blocco di fondazione con l'espulsione del copriferro seguito

dall'instabilità delle barre nelle zone compresse.

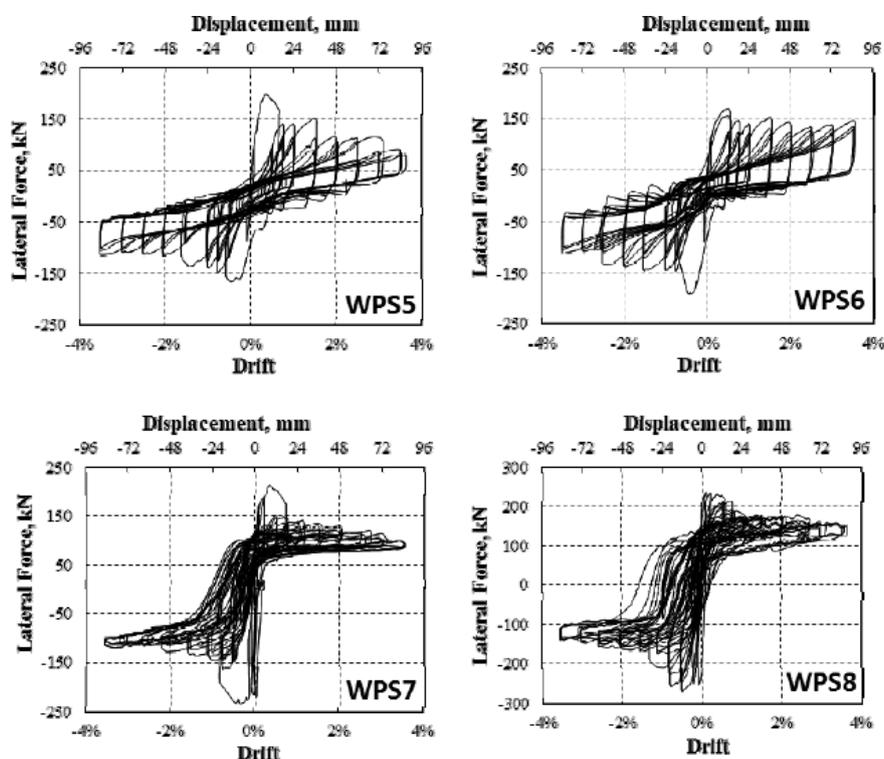


Figura 4.20. Diagrammi forza-spostamento per i quattro pannelli testati da Gebreyohannes et al. (2011).

Gli stessi autori in un altro lavoro dello stesso anno (2011) analizzano il comportamento di altri due pannelli con un rapporto di forma più basso per osservare l'influenza che esercitano sul comportamento dei pannelli lo spessore della sezione, lo sforzo normale applicato e le sovrapposizioni delle armature. In Tabella 4.12 vengono riportate le caratteristiche geometriche e meccaniche dei due pannelli testati.

Specimen	L_w (mm)	H (mm)	t (mm)	f'_c (MPa)	f_y, f_{yt} (MPa)	$N/A_g f'_c$ (%)	Reinforcement (Vertical/Horizontal)
WPS1	1300	1750	150	18.4	530	5	Ø10mm c/c 305mm
WPS2	1300	1750	230	20.9	300	5	Ø10mm c/c 305mm

Tabella 4.12. Caratteristiche geometriche e meccaniche dei materiali dei pannelli testati da Gebreyohannes et al. (2011).

Gli autori osservano anche in questo caso che i pannelli presentano una scarsa capacità di dissipare energia, con fenomeni di snervamento delle armature nelle zone tese e di instabilità nelle zone compresse dove è presente anche l'espulsione del copriferro. Gli autori inoltre affermano che la capacità di portare carichi laterali è fortemente influenzata dall'assenza di dettagli costruttivi di estremità.

L'effetto delle aperture in pareti da taglio viene analizzata da Carrillo e Alcocer (2012). Gli autori osservano che la presenza di fori nelle pareti spostano il tipo di rottura dei pannelli dal taglio alla flessione e ciò viene spiegato dal fatto che i pannelli presentano una riduzione della sezione resistente e assumendo un aspetto più snello.

L'effetto delle aperture in pareti da taglio viene analizzata anche da Warashina et al. (2008); gli autori hanno testato sotto carico laterale monotono crescente 4 pannelli in scala ridotta del 40%. Dei quattro pannelli testati, il pannello N1 non presenta aperture, il pannello S1 presenta aperture eccentriche con rapporto di apertura pari a 0.3 e con dettagli costruttivi sul lato esterno, i pannelli L1 ed L2 presentano aperture eccentriche con rapporto di apertura pari a 0.46; i due si differenziano perché il pannello L1 presenta dettagli costruttivi solo sul lato esterno delle aperture, mentre il pannello L2 presenta dettagli costruttivi su entrambi i lati delle aperture. Gli autori definiscono il rapporto di

$$\text{apertura come: } \eta = \max \left\{ \sqrt{\frac{h_0 \cdot l_0}{h \cdot l}}, \frac{l_0}{l} \right\}$$

Dove h ed l rappresentano l'altezza e la lunghezza di piano, h_0 ed l_0 rappresentano l'altezza e la lunghezza delle aperture. Tramite questo fattore gli autori calcolano anche un fattore di riduzione della resistenza a taglio rispetto ad una parete piena secondo AJI Standard pari a: $\gamma = 1 - \eta$

Per la modellazione numerica utilizzano come fattore di riduzione quello

proposto da Ono (1995): $r_u = 1 - \sqrt{(\sum A_e) / hl}$

Dove A_e rappresenta l'area della parete compressa individuata dal puntone diagonale a 45°, h ed l rappresentano l'altezza e la lunghezza della zona compressa.

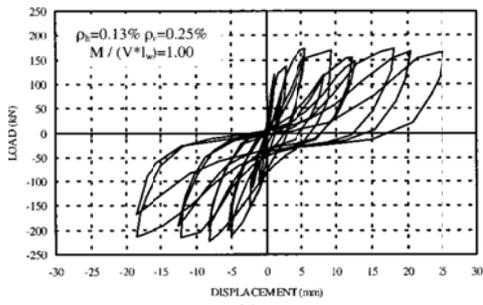
Gli autori hanno osservato che: il pannello N1 ha raggiunto un taglio massimo maggiore rispetto agli altri tre pannelli; il pannello L2, ha raggiunto un taglio massimo di circa il 30% maggiore di quello del pannello L1 dimostrando quindi l'efficienza dei dettagli costruttivi agli estremi delle aperture, il pannello L2 ha presentato, inoltre, un angolo di drift maggiore rispetto al pannello L1 di circa il 10% a causa dei maggiori dettagli costruttivi; la dimensione del foro, a parità di dettagli costruttivi ha influenzato la resistenza a taglio del pannello perché passando da un rapporto di apertura pari a 0.3 ad un rapporto pari a 0.46 si ha una riduzione della resistenza a taglio di circa il 30%, di contro però il pannello con apertura maggiore presenta un angolo di drift maggiore di circa il 50% poiché il pannello attinge ad una duttilità di tipo flessionale. Inoltre, il fattore di riduzione proposto da Ono e utilizzato per la modellazione numerica consente risultati soddisfacenti.

Per quanto riguarda la duttilità delle pareti, essa è stata analizzata da molti autori che hanno cercato di analizzare i parametri che la influenzano.

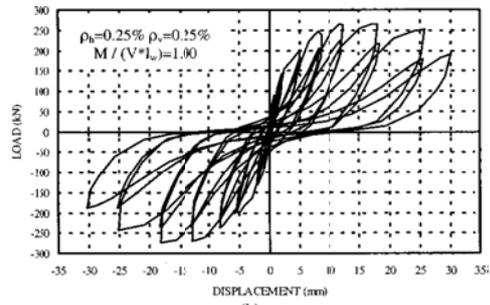
Orakcal et al., (2009) nelle loro prove sperimentali descritte in precedenza osservano che la presenza dello sforzo normale comporta una riduzione della capacità di drift laterale della parete; e la mancanza di dettagli costruttivi di estremità unità con la bassa percentuale di armatura ne riduce la duttilità.

Carrillo e Alcocer (2012) osservano la mancanza di dettagli costruttivi e la bassa percentuale di armatura riducono la duttilità dei pannelli testati e descritti in precedenza; la qualità dell'acciaio gioca un ruolo fondamentale sul drift ultimo che la parete può raggiungere.

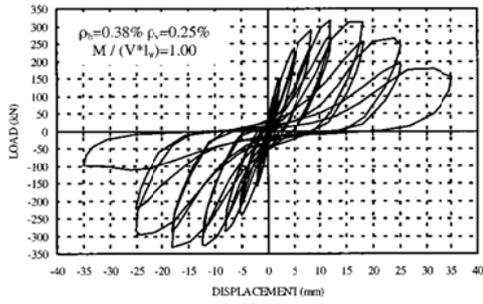
CAPITOLO 4 - LE PARETI



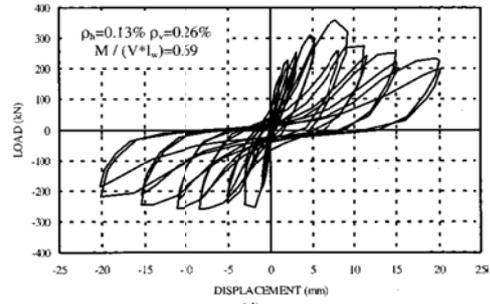
(a)



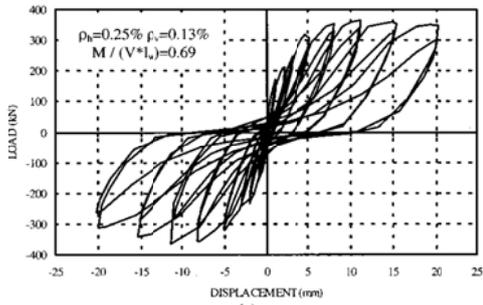
(b)



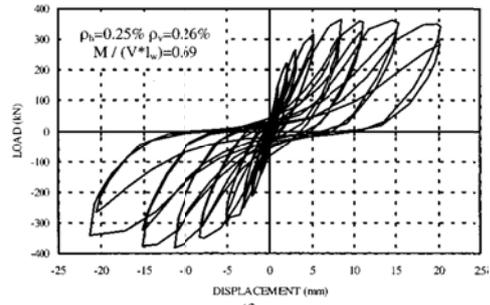
(c)



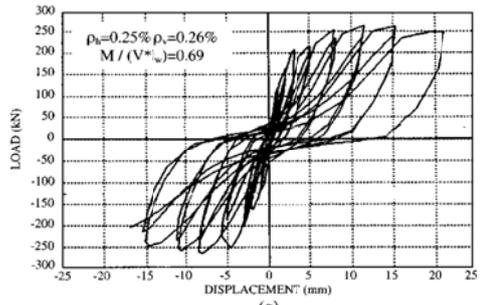
(d)



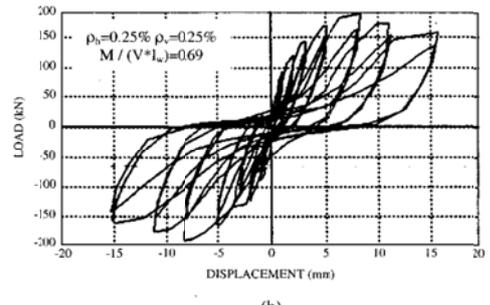
(e)



(f)



(g)



(h)

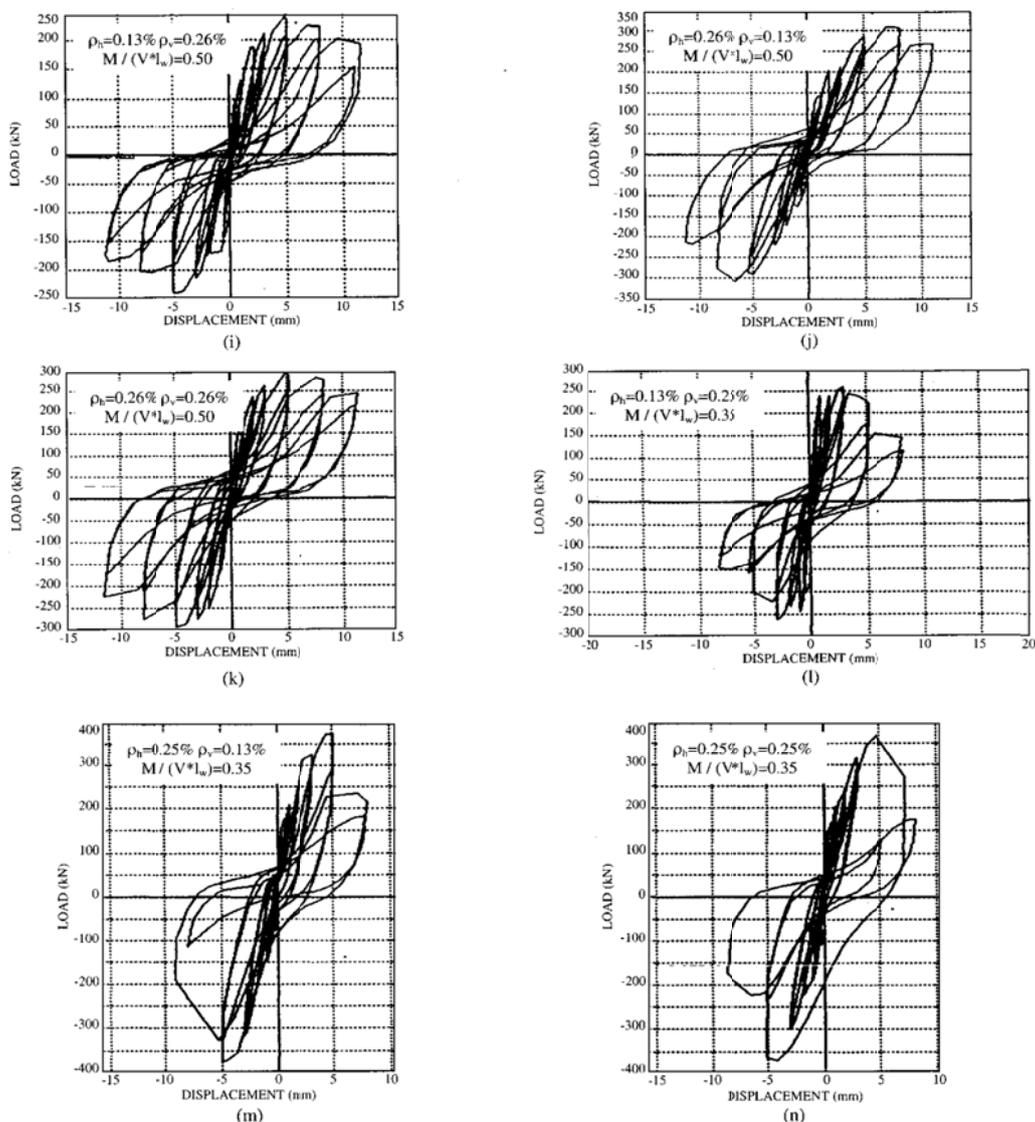


Figura 4.21. Diagrammi V- δ dei pannelli testati da Hidalgo et al. (2002) (a) specimen 1, (b) specimen 2, (c) specimen 4, and (d) specimen 6. Hysteresis curves for specimens as follows: (e) specimen 7, (f) specimen 8, (g) specimen 9, and (h) specimen 10. Hysteresis curves for specimens as follows: (i) specimen 11, (j) specimen 12, (k) specimen 13, and (l) specimen 14. Hysteresis curves for specimens as follows: (m) specimen 15, and (n) specimen 16.

In Hidalgo et al. (2002) gli autori testano 26 i pannelli sottoposti a carichi ciclici con uno schema di trave incastrata al piede e impedita di ruotare e osservano che:

- i pannelli con ρ_h maggiori presentano un maggior comportamento duttile;

- il rapporto di forma dei pannelli influenza la capacità deformativa dei pannelli stessi con valori bassi di spostamento quando il rapporto di forma è basso;
- la quantità di armatura non influenza lo spostamento alla fessurazione mentre influenza notevolmente lo spostamento ultimo.

In Figura 4.21 vengono riportati i diagrammi V- δ di alcuni pannelli sottoposti a prova.

Kuang e Ho (2008) analizzano il comportamento di pareti tozze prive di dettagli costruttivi all'estremità per poter stimare la loro duttilità in spostamento; tale analisi nasce dalla volontà di verificare pareti progettate senza dettagli costruttivi con l'obbligo di portare solo i carichi verticali, ad azioni orizzontali dovute a sismi di livello moderato. Gli autori elaborano un programma sperimentale su otto pannelli con *aspect ratio* variabile tra 1 e 1.5 e sottoposti a carichi ciclici. I pannelli vengono raggruppati in due gruppi: un primo gruppo in cui i pannelli non presentano dettagli costruttivi ed un secondo gruppo in cui c'è la presenza dei dettagli costruttivi.

Specimen	Aspect ratio	Boundary confinement	Concrete f'_c , MPa (psi)	Longitudinal steel		Main transverse steel ρ_v , %
				Distribution	ρ_s , %	
U1.0	1.0	No	30.4 (4408)	Uniform	0.92	1.05
U1.5	1.5	No	34.9 (5060)	Uniform	0.92	1.05
C1.0	1.0	No	35.2 (5104)	Concentrated	1.05	1.05
C1.5	1.5	No	34.2 (4959)	Concentrated	1.05	1.05
U1.0-BC	1.0	Yes	31.3 (4539)	Uniform	0.92	1.05
U1.5-BC	1.5	Yes	33.8 (4901)	Uniform	0.92	1.05
U1.0-BC2	1.0	Yes	34.1 (4945)	Uniform	0.92	1.05
U1.0-CT	1.0	No	37.7 (5467)	Uniform	0.92	1.05

Tabella 4.13. Caratteristiche geometriche e meccaniche dei pannelli di Kuang e Ho (2008).

I pannelli hanno tutti sezione pari a 1200mm x 100mm con altezza variabile tra 1200mm e 1800mm, la resistenza a compressione f_c varia tra 30.4MPa e 37.7MPa mentre la resistenza allo snervamento dell'acciaio f_y risulta pari a 520MPa. In Tabella 4.13 vengono riportate le caratteristiche geometriche dei pannelli e dei materiali utilizzati, mentre in Figura 4.22 vengono riportate le sezioni dei pannelli con i relativi dettagli costruttivi.

A tutti i pannelli è stato applicato un carico verticale attraverso due martinetti idraulici, mentre il carico laterale ciclico è stato applicato tramite un attuatore servo-idraulico con cicli di carico pari a $\pm 0.5P_i$ e $\pm 0.75P_i$ dove P_i rappresenta il carico orizzontale applicato in sommità del pannello corrispondente al momento ultimo M_u .

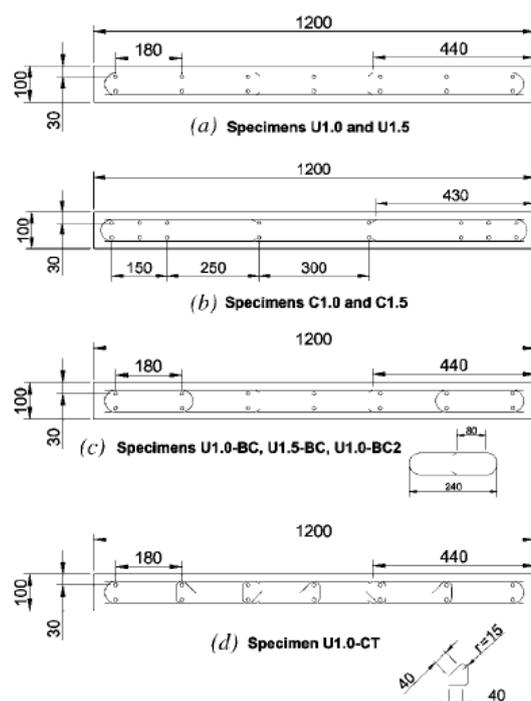


Figura 4.22. Sezione trasversale dei pannelli di Kuang e Ho (2008).

Tutti i pannelli raggiungono la crisi per snervamento dell'acciaio e per compressione del calcestruzzo nelle zone esterne del pannello. In Tabella 4.14 sono riportati i risultati delle prove.

Specimen	Theoretical strength		Maximum test load P_{max} kN (kips)	Failure mode
	P_j , kN (kips)	V_u , kN (kips)		
U1.0	321 (72.16)	737 (165.68)	360 (80.93)	Reinforcement yielding and concrete crushing at boundaries of wall panels
U1.5	246 (55.30)	689 (154.89)	277 (62.27)	
C1.0	430 (96.66)	718 (161.41)	455 (102.28)	
C1.5	280 (62.94)	681 (153.09)	304 (68.34)	
U1.0-BC	343 (71.11)	741 (166.58)	415 (93.29)	
U1.5-BC	232 (52.15)	684 (153.76)	280 (62.94)	
U1.0-BC2	340 (76.43)	742 (166.80)	368 (82.73)	
U1.0-CT	359 (80.70)	763 (171.52)	378 (84.97)	

Tabella 4.14. Risultati teorici e sperimentali dei pannelli di Kuang e Ho (2008).

In Tabella 4.15 vengono riportati i risultati ottenuti dalle prove in termini di duttilità di spostamento e di energia dissipata. La tabella evidenzia come la presenza dei dettagli costruttivi nei pannelli U1.0-BC2 e U1.0-CT presentano un ‘incremento sia in termini di duttilità di spostamento che in termini di energia dissipata.

Specimen	Yield displacement Δ_y , mm (in.)	Displacement ductility factor μ	Normalized energy dissipation	
			E_n	Relative value
U1.0	3.8 (0.150)	3.1	10.0	1.67
U1.5	5.0 (0.197)	2.8	6.0	1.00
C1.0	4.8 (0.189)	3.1	7.5	1.25
C1.5	6.1 (0.240)	2.6	7.9	1.32
U1.0-BC	4.5 (0.177)	3.0	8.3	1.38
U1.5-BC	4.8 (0.189)	3.0	7.9	1.32
U1.0-BC2	3.7 (0.146)	4.4	19.8	3.30
U1.0-CT	2.8 (0.110)	5.0	21.7	3.62

Tabella 4.15. Duttilità ed energia dissipata dei pannelli di Kuang e Ho (2008).

Gli autori osservano che concentrare armatura longitudinale nei bordi dei pannelli non porta ad un incremento di duttilità e di energia dissipata; osservano inoltre che la posizione delle staffe lungo gli elementi di bordo è

fondamentale per impedire l'instabilità delle barre e la rottura del calcestruzzo; addirittura la presenza di legature trasversali lungo tutto il pannello consente di migliorare notevolmente il comportamento del pannello soprattutto evitando crisi a taglio nella sua parte centrale.

Greifenhagen e Lestruzzi (2005) dai risultati di test eseguiti su pannelli osservano che tutti i pannelli presentano un drift di almeno 0.8%, che, più alto è lo sforzo normale applicato, più piccola è la capacità di drift. Quando le fessure alla base del pannello presentano una concentrazione di deformazione, il pannello perde di capacità di drift, poiché si riduce anche l'effetto ingranamento degli inerti e si produce scorrimento.

Per mostrare come la distribuzione e la quantità di armatura influenzano la resistenza delle pareti Tran e Wallace, (2012) hanno testato 5 pannelli in c.a. in cui hanno fatto variare la percentuale geometrica di armatura nell'anima della parete e la percentuale geometrica di armatura nell'estremità tenendo costante il rapporto di forma h/l e lo sforzo normale applicato alla parete.

Nella Tabella 4.16 vengono riportati sinteticamente i risultati delle prove sperimentali.

Wall code	Loading direction	Cracking		Yielding		Peak load		Failure	
		F (kN)	Δ^{top} (mm)	F (kN)	Δ^{top} (mm)	F (kN)	Δ^{top} (mm)	F (kN)	Δ^{top} (mm)
RW-A20-P10-S38	Positive	148	2.0	379	13	481	56	445	76
	Negative	-143	-1.8	-374	-14	-436	-36	-413	-75
RW-A20-P10-S63	Positive	169	2.1	630	16	742	69	734	73
	Negative	-165	-2.0	-597	-15	-717	-69	-699	-73
RW-A15-P10-S51	Positive	190	1.3	527	10	603	52	485	60
	Negative	-189	-1.1	-506	-9	-575	-50	-567	-55
RW-A15-P10-S78	Positive	201	1.5	776	12	859	27	791	55
	Negative	-198	-1.1	-727	-11	-823	-27	-739	-55
RW-A15-P2.5-S64	Positive	142	1.3	627	11	670	27	543	55
	Negative	-141	-1.1	-588	-10	-660	-27	-364	-55

Tabella 4.16. Caratteristiche geometriche e risultati dei pannelli di Tran e Wallace, (2012).

Essi osservano che all'aumentare della percentuale geometrica dell'armatura si verificano incrementi di spostamenti in corrispondenza del carico di picco e del carico di snervamento eccetto che per il pannello RW-A15-P10-

S78. Gli autori affermano che la crisi dei pannelli si raggiunge per un drift del 3.0% con modalità di rotture differenti.

In Figura 4.23 vengono riportati i diagrammi carico-spostamento e carico-drift ratio per 2 dei 5 pannelli testati dagli autori. Dai diagrammi è possibile osservare che i pannelli presentano una duttilità di circa 3 dovuta anche alla presenza dei dettagli costruttivi di estremità.

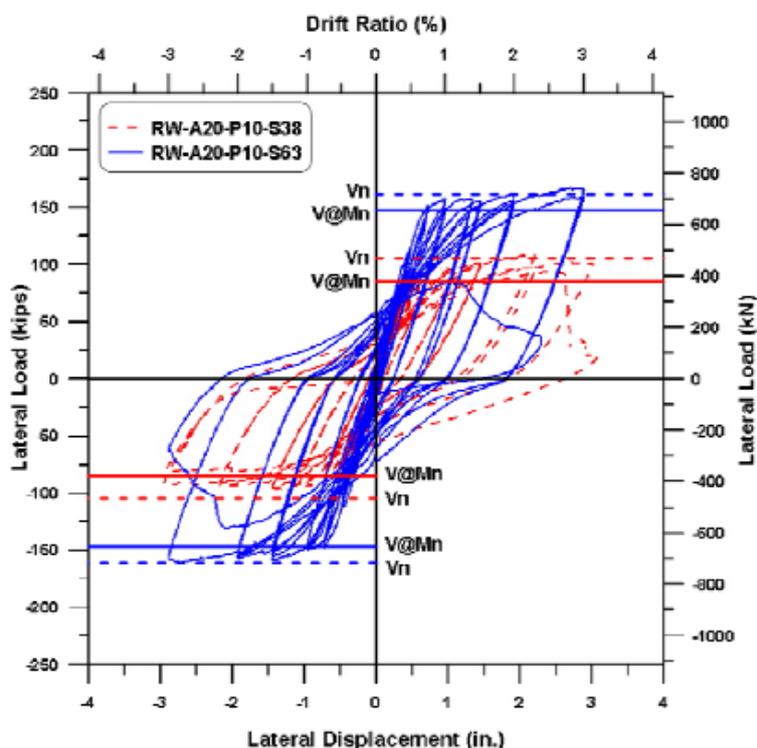


Figura 4.23. Diagrammi carico-spostamento e carico-drift ratio delle pareti testate da Tran e Wallace (2012).

Vallenas, Bertero e Popov (1979) hanno eseguito alcune prove sperimentali per mostrare quanto la forma della sezione trasversale e la distribuzione dell'armatura influisca sulla duttilità dell'elemento; essi osservano che la sezione con bulbi di estremità e dettagli costruttivi presenta una maggiore duttilità disponibile rispetto a quelle fornite da una tipica sezione rettangolare in Figura 4.24 vengono riportati i diagrammi V- δ per una sezione rettangolare e per una sezione con bulbi di estremità dove è possibile osservare un

incremento di duttilità di circa 2-2.5 volte quello della parete rettangolare per la sezione con i ringrossi agli estremi.

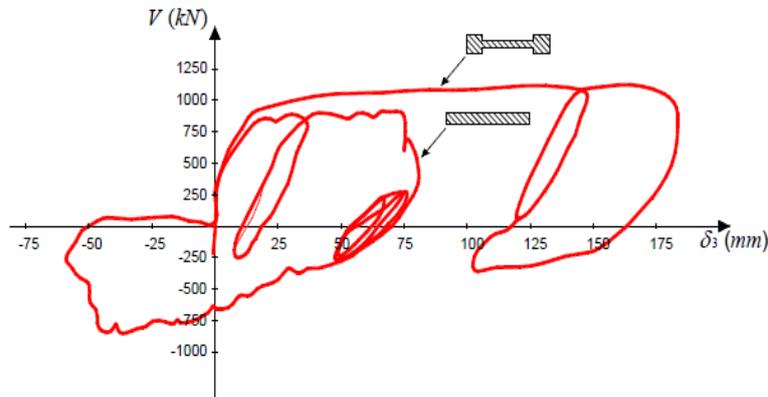


Figura 4.24. Risposta di pareti strutturali in c. a. in funzione della diversa sezione trasversale (Vallenas et.al., 1979).

Le prove sperimentali condotte da Riva e Franchi (2001), sono state, invece, finalizzate a definire le prestazioni delle pareti armate con reti elettrosaldate in termini di duttilità sotto azioni sismiche; per questo motivo gli autori hanno utilizzato tre tipologie di acciaio: reti elettrosaldate laminate a caldo (HR) con elevata deformazione in campo plastico, reti elettrosaldate trafilate a freddo (CD) con bassa deformazione in campo plastico, e barre di armatura per c.a.

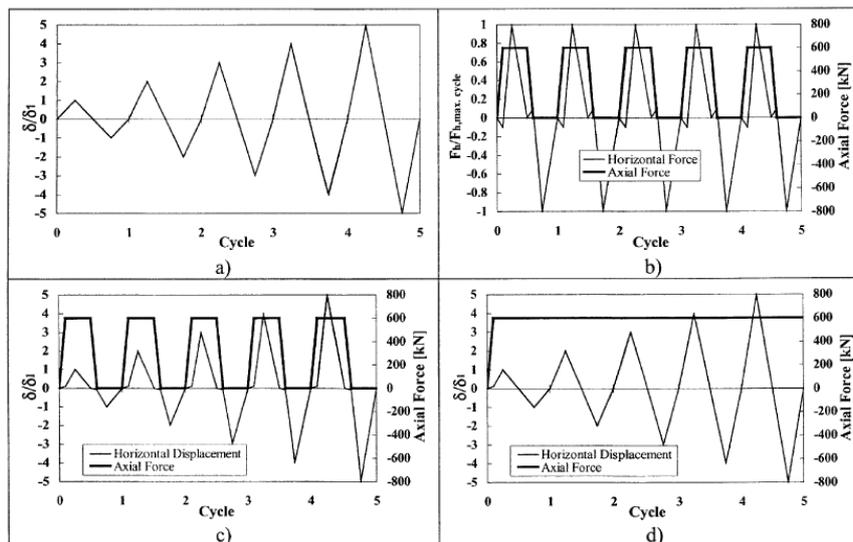


Figura 4.25. Storia di carico dei provini testati da Riva e Franchi (2001).

Specimen	Reinforcing bars	Mesh type	Axial load, kN	Load histories	Section
B16R8-1	12 ϕ 16 + 10 ϕ 8	None	None	Fig. 3(a)	a
B16R8-2	12 ϕ 16 + 10 ϕ 8	None	None	Fig. 3(a)	a
B14HR8-1	12 ϕ 14	Cold drawn ϕ 8	600	Fig. 3(b)	b
B14CD8-1	12 ϕ 14	Hot rolled ϕ 8	600	Fig. 3(b)	b
B14HR8-2	12 ϕ 14	Cold drawn ϕ 8	600	Fig. 3(c)	b
B14CD8-2	12 ϕ 14	Hot rolled ϕ 8	600	Fig. 3(c)	b
HR12C-1	None	Cold drawn ϕ 12	600	Fig. 3(d)	c
CD12C-1	None	Hot rolled ϕ 12	600	Fig. 3(d)	c
HR12C-2	None	Cold drawn ϕ 12	600	Fig. 3(d)	c
CD12C-2	None	Hot rolled ϕ 12	600	Fig. 3(d)	c
B14HR8S	12 ϕ 14	Cold drawn ϕ 8	None	Fig. 3(a)	f
B14HR8U	12 ϕ 14	Hot rolled ϕ 8	None	Fig. 3(a)	g
B14CD8S	12 ϕ 14	Cold drawn ϕ 8	None	Fig. 3(a)	f
B14CD8U	12 ϕ 14	Hot rolled ϕ 8	None	Fig. 3(a)	g
HR12S	None	Cold drawn ϕ 12	None	Fig. 3(a)	d
HR12U	None	Hot rolled ϕ 12	None	Fig. 3(a)	e
CD12S	None	Cold drawn ϕ 12	None	Fig. 3(a)	d
CD12U	None	Hot rolled ϕ 12	None	Fig. 3(a)	e

Tabella 4.17. Caratteristiche dei provini testati da Riva e Franchi (2001).

I campioni provati sono complessivamente 18; in Tabella 4.17 ed in Figura 4.26 vengono riportate le caratteristiche geometriche delle sezioni con i relativi dettagli costruttivi, la tipologia di barre utilizzate, la presenza o meno di sforzo normale eccentrico. Le prove sono state eseguite applicando un carico ciclico in testa al pannello la cui storia di carico è riportata in Figura 4.25. Dalle prove eseguite gli autori hanno osservato che le reti elettrosaldate riescono a contenere la formazione delle fessure e la successiva propagazione. Inoltre i pannelli armati con reti elettrosaldate del tipo HR e quelli armati con armatura ordinaria presentano una duttilità analoga, mentre risulta minore quella dei pannelli armati con rete elettrosaldata del tipo CD. La crisi dei pannelli con rete elettrosaldata del tipo HR si verifica per la rottura della saldatura tra l'armatura verticale e quella orizzontale e l'inserimento di staffe saldate alle estremità dei pannelli ne migliora il comportamento in campo plastico.

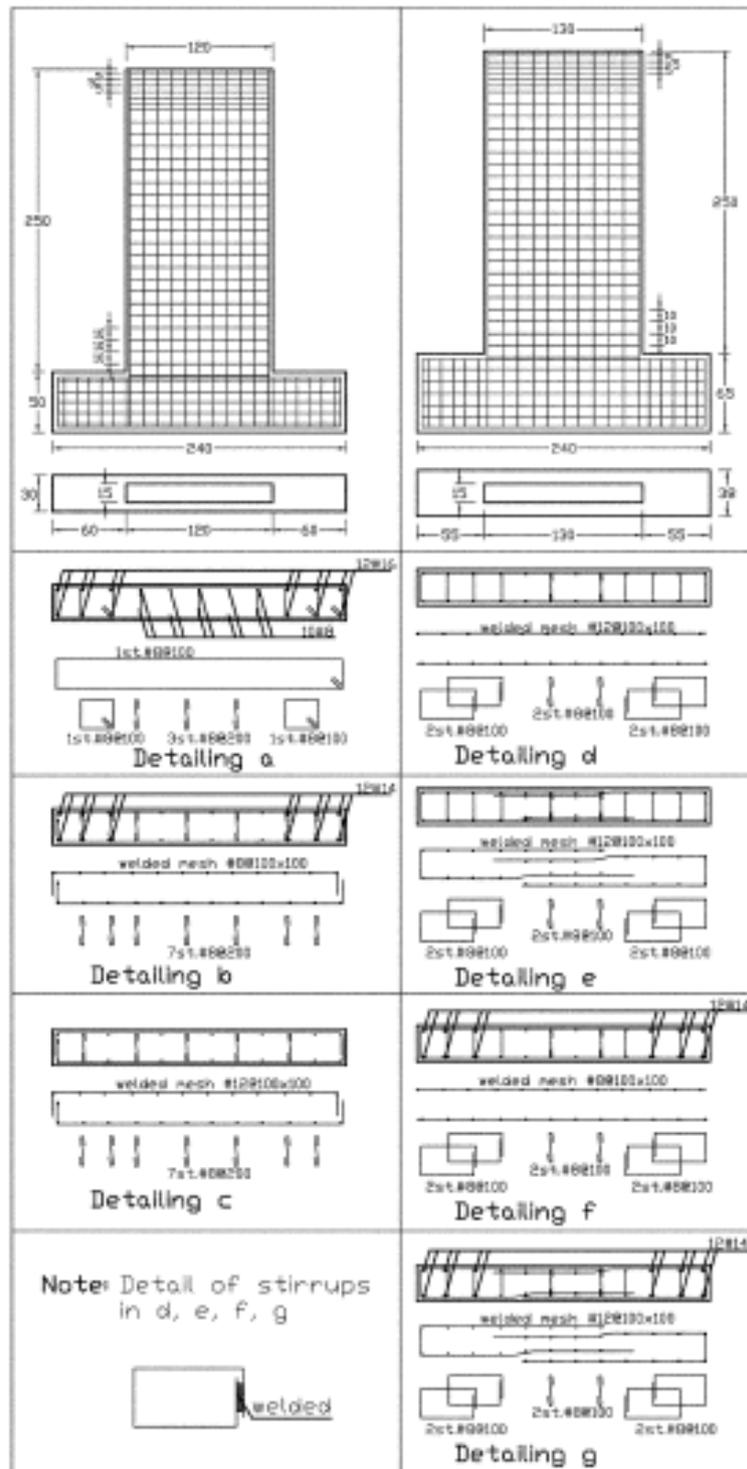


Figura 4.26. Caratteristiche dei dettagli dei provini testati da Riva e Franchi (2001).

I pannelli testati da Riva e Franchi mostrano anche una discreta duttilità passando da un valore di $\mu=2$ per pannelli senza dettagli di confinamento all'estremità ad un valore di $\mu=4.6$ con pannelli dotati di dettagli costruttivi di estremità. In Figura 4.27 vengono riportate immagini della rottura dei pannelli, mentre in Figura 4.28 vengono riportati i diagrammi V- δ per alcuni pannelli testati.

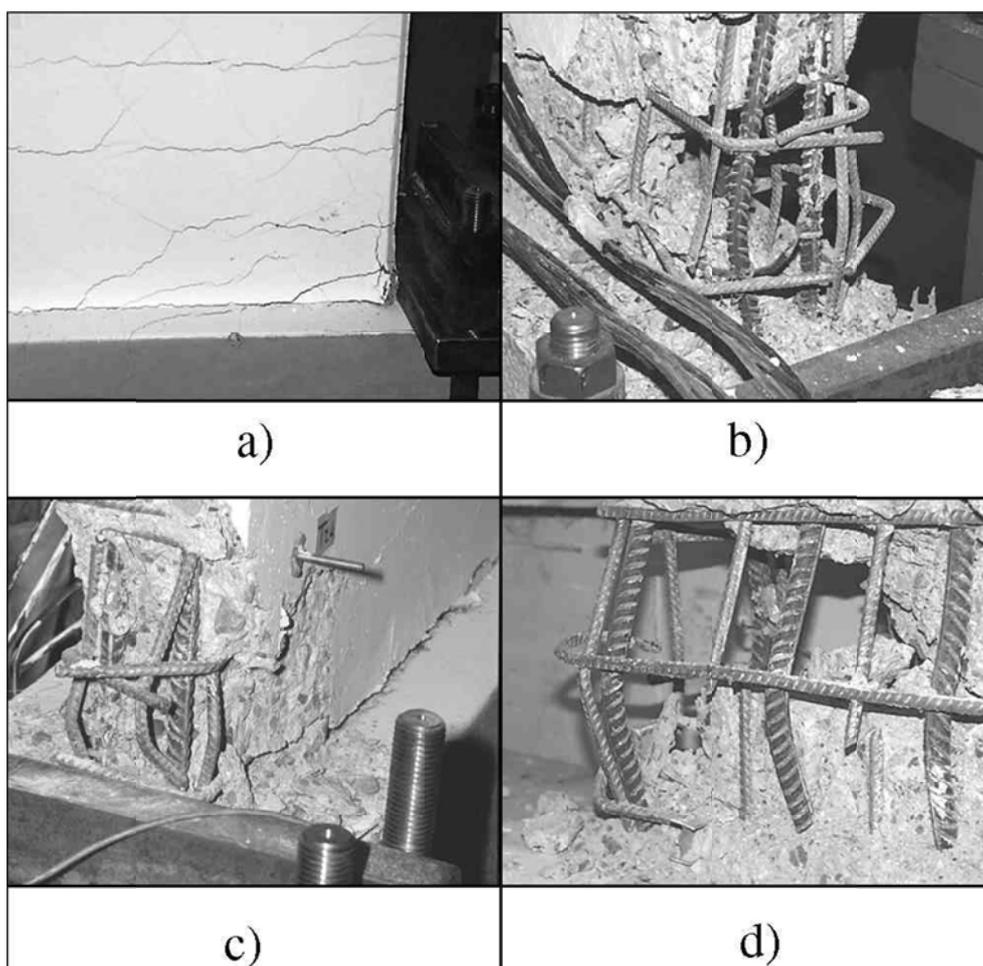


Figura 4.27. a) Quadro fessurativo della sezione di base a $4\delta_1$ per il pannello B14HR8-2; (b) rottura della rete elettrosaldata per il pannello B14HR8-2; (c) quadro fessurativo al collasso per il pannello B14CD8-2; e (d) crisi per trazione della rete elettrosaldata $\phi 8$.

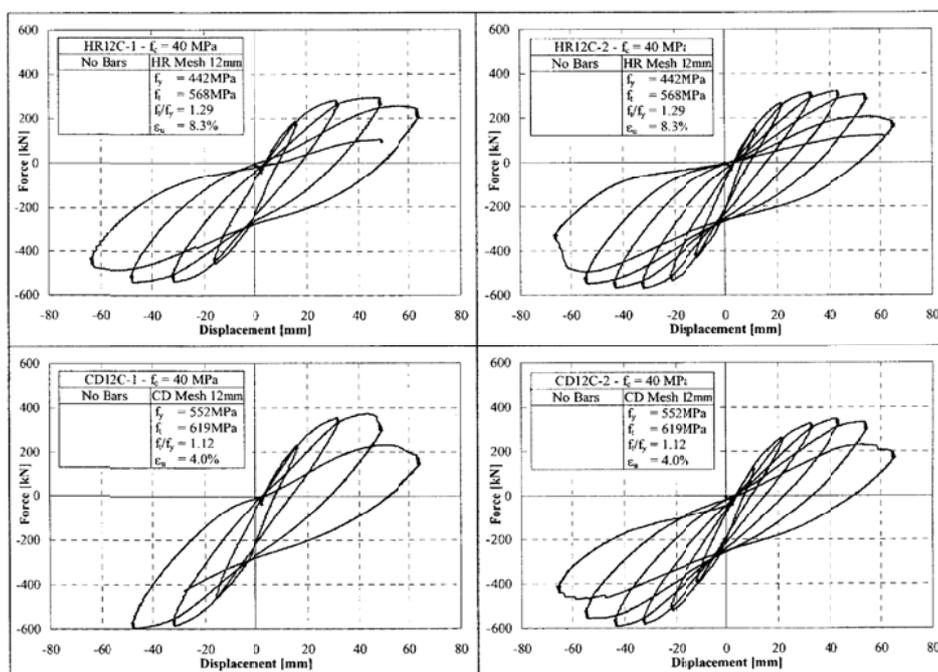


Figura 4.28. Diagrammi V- δ dei provini HR12C and CD12 C testati da Riva e Franchi (2001).

Un altro fenomeno molto interessante che riguarda le pareti è quello del effetto rocking. Nel caso di carichi laterali crescenti, l'asse neutro, in corrispondenza della generica sezione trasversale, migra verso la fibra maggiormente compressa e si può verificare il cosiddetto effetto rocking (Figura 4.29), per il quale la parete tende a ruotare attorno ad un asse prossimo al bordo compresso.

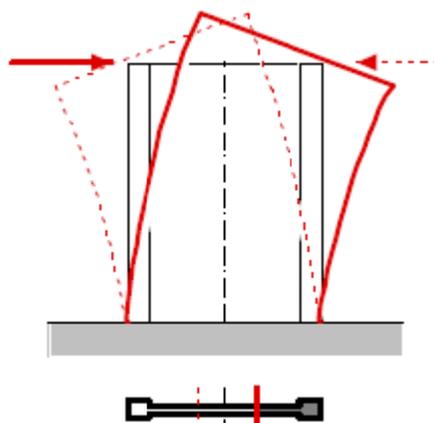


Figura 4.29. Effetto Rocking.

Con l'alternarsi del verso dell'azione esterna, tale migrazione dell'asse di rotazione produce un oscillamento (*rocking*) della sezione trasversale.

Lo spostamento dell'asse neutro determina, inoltre, un allungamento delle fibre tese più esterne e, soprattutto in presenza di carichi ciclici, si verifica un fenomeno di degradazione del legame di aderenza tra calcestruzzo e barre di acciaio, con conseguente sfilamento delle armature tese nella sezione di base, dove viene realizzato il collegamento tra parete e fondazione. Si osservano allora sensibili rotazioni alla base. Tale fenomeno va sotto il nome di *fixed end rotation* (Figura 4.30).



Figura 4.30. Fixed end rotation.

In Browne et al., (2006), gli autori hanno analizzato il comportamento di una parete estrapolata da un edificio e sottoposta ad un'analisi dinamica non lineare; gli autori hanno osservato che l'effetto *rocking* presenta una serie di vantaggi che possono essere: la riduzione delle azioni taglianti e flessionali sulla parete e la riduzione delle accelerazioni a cui la struttura è sottoposta in caso di sisma, quest'ultima dovuta all'incremento del periodo fondamentale di vibrazione dovuto all'effetto *rocking*; gli autori hanno osservato anche che il sollevamento della parete dal suolo agli stati limite di servizio è simile a quello di una parete fissa al piede; il drift ratio raggiunge un valore massimo di circa lo 0.26%; di contro, però, osservano che la quantità di energia dissipata per *rocking* è bassa.

Gebreyohannes et al. (2011) analizzano il comportamento di 4 pannelli in c.a. debolmente armati e privi di dettagli costruttivi per analizzarne il comportamento. In tale lavoro già analizzato in precedenza gli autori osservano che i pannelli testati presentano fenomeni di rocking evidenti per drift superiori all'1%. Il rocking del pannello viene imputato alla fessura che si è formata al piede dei pannelli e che provoca anche lo scorrimento delle barre nella zona di sovrapposizione con evidenti fenomeni di deformazione delle stesse barre di armatura.

4.4 BIBLIOGRAFIA

ACI Committee 318, Building code requirements for structural concrete (ACI 318) and commentary (ACI 318R). American Concrete Institute, Farmington Hills. MI: 2008.

Aktan A. E., Bertero V. V., 1981. The seismic resistant design of R/C coupled structural walls. Earthquake Engineering Research Center, University of California, Los Angeles, 1981, Report n° UCB/EERC – 81/07 June 1981.

Biskinis D. E., Roupakias G. K. and Fardis M.I N., 2004. Degradation of Shear Strength of Reinforced Concrete Members with Inelastic Cyclic Displacements. ACI Structural Journal, V. 101, No. 6, November-December 2004.

Browne M., Carr A., Bull D., 2006. The Analysis of Reinforced Concrete Rocking Wall Behavior. 2006 NZSEE Conference. Paper n°15.

Carrillo J., Alcocer S. M., 2012. Seismic performance of concrete walls for housing subjected to shaking table excitations. Engineering structures 41 (2012), pp. 98-107.

Ceccoli C., Gasparini G., Trombetti T., Ricci I., Silvestri S., 2010. Correlations Between Experimental Results of Pseudo-Static Tests with Cyclic Horizontal Load on Concrete/Polystyrene Sandwich Bearing Panels and their Analytical Counterparts, Proceedings of the 34th IABSE Symposium, Venice, Italy, September 22-24, 2010.

Ceccoli C., Dallavalle G., Trombetti T., Pavese A., Malavolta D., Gasparini G., Silvestri S., 2007. Interpretazione del comportamento sotto carico ciclico orizzontale di setti strutturali in calcestruzzo realizzati mediante specifici casseri "a perdere", Memoria n. 352, Atti ANIDIS 2007", Pisa, 10-14 June 2007.

Elnashai A. S., Pilakoutas K e Ambraseys N. N., 1990. Experimental Behaviour of Reinforced Concrete Walls Under Earthquake Loading. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 19, pp. 389-407.

Eurocode 8: Design provisions for earthquake resistance of structures—Part 1-3: General rules—Specific rules for various materials and elements. Bruxelles: CEN—European Committee for Standardization; 1995.

Fischinger M., Isaković T., Kante P., 2004. Seismic vulnerability evaluation of lightly reinforced walls. 13th World Conference on Earthquake Engineering. August 1-6, 2004 Vancouver, B.C., Canada. Paper N° 468

Galal k., 2008. Modeling of lightly reinforced concrete walls subjected to near-fault and far-field earthquake ground motions. *The structural design of tall and special buildings* 17, pp. 295–312.

Gasparini G., Trombetti T., Silvestri S., Ceccoli C., Malavolta D., 2008. Results of "pseudo-static" tests with cyclic horizontal load on R.C. panels made with wood-concrete caisson blocks, Paper 12-03-0054. Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering (14WCEE), Beijing, China, 12-17 October 2008.

Gara F., Ragni L., Roia D. e Dezi L., 2012. Experimental tests and numerical modelling of wall sandwich panels. *Engineering structures*. 37, pp. 193-204.

Gebreyohannes A., Clifton C. e Butterworth J., 2011. Experimental investigation on the in-plane behaviour of non-ductile RC walls. Australian Earthquake Engineering Society 2011 Conference, 18-20 November, Barossa Valley, South Australia

Gebreyohannes A., Clifton C. e Butterworth J., 2011. Behaviour of Inadequately Detailed Reinforced Concrete Walls. Proceedings of the Ninth Pacific Conference on Earthquake Engineering Building an Earthquake-

Resilient Society 14-16 April, 2011, Auckland, New Zealand

Greifenhagen C., Lestuzzi P., 2005. Static cyclic tests on lightly reinforced concrete shear walls. *Engineering Structures* 27, pp. 1703–1712.

Hidalgo P. A., Ledezma C. A., Jordan R. M., 2002. Seismic Behavior of Squat Reinforced Concrete Shear Walls. *Earthquake Spectra*, Volume 18, N° 2, pp. 287–308, May 2002;

Iliya R., Bertero V. V., 1980. Effect of amount and arrangement of wall-panel reinforcement on hysteretic behavior of reinforced concrete walls. *Earthquake Engineering Research Center, University of California, Los Angeles. Report n° UCB/EERC – 80/04 February 1980.*

Kuang J. S., Ho Y. B., 2008. Seismic Behavior and Ductility of Squat Reinforced Concrete Shear Walls with Nonseismic Detailing. *ACI Structural Journal*, V. 105, N°2, March-April 2008, pp.225-231

Mays G. C., Hetherington J. G., Rose T. A., 1998. resistance-deflection functions for concrete wall panels with openings. *JOURNAL OF STRUCTURAL ENGINEERING / MAY 1998*, pp. 579-587

Min. LL. PP., DM 14 gennaio 2008: Norme Tecniche per le costruzioni (NTC2008), *Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana*, n°29, 2008

Orakcal K., Massone L. M., Wallace J. W., 2009. Shear Strength of Lightly Reinforced Wall Piers and Spandrels. *ACI Structural Journal*, V. 106, N° 4, July-August 2009, pp. 455-465.

Paulay T., Priestley M. J. N., 1992. *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. John Wiley & Sons, New York, USA.

Paulay T., Priestley M. J. N., Singe A.J., 1982. Ductility in earthquake resisting. squat shear walls. *ACI Journal*, vol. 79, n°4, pp. 257–269.

Pilakoutas K. e Elnashai A., 1995. Cyclic Behavior of Reinforced Concrete Cantilever Walls, Part I: Experimental Results. *ACI Material Journal* Vol. 92, n°3, pp. 271-281.

Pilakoutas K. e Elnashai A., 1995. Cyclic Behavior of Reinforced Concrete Cantilever Walls, Part II: Discussions and Theoretical Comparisons. *ACI Material Journal* Vol. 92, n°4, pp. 425-433.

Priestley M. J. N.; Calvi G. M., Kowalsky M., 2007. *Displacement-Based Seismic Design of structures*. IUSS Press, Pavia, Italia.

Priestley M. J. N., 1998. Aspects of Drift and Ductility Capacity of rectangular cantilever structural Walls, *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering* vol. 31, n°2, pp. 73–85.

Priestley M. J. N.; Park R., 1987. Strength and ductility of concrete bridge columns under seismic loading, *ACI Structural Journal* vol. 84, n°1 pp. 61–76.

Priestley M. J. N.; Seible F.; Calvi G. M., 1996. *Seismic Design and Retrofit of Bridges*, Wiley, New York 1996.

Priestley, M. J. N.; Verma, R.; Xiao, Y., 1994. Seismic Shear Strength of Reinforced Concrete Columns, *Journal of Structural Engineering* 120, vol. 8, pp. 2310–2328.

Ricci I., Gasparini G., Silvestri S., Trombetti T., 2010. Results of pseudo-static tests with cyclic horizontal load on concrete/polystyrene sandwich bearing panels without openings, *Proceedings of the Conference "Sustainable Development Strategies for Constructions in Europe and China"*, Roma, Italy, April 19-20, 2010.

Ricci I., Gasparini G., Silvestri S., Trombetti T., 2010. Results of pseudo-static tests with cyclic horizontal load on H-shaped substructure composed of concrete/polystyrene sandwich bearing panels without opening, *Proc.*

"Sustainable Development Strategies for Constructions in Europe and China", Roma, Italy, April 19-20, 2010.

Ricci I., Gasparini G., Silvestri S., Trombetti T., 2010. Correlations between the experimental results of pseudo-static tests with cyclic horizontal load on concrete/polystyrene sandwich bearing panels and their analytical and numerical counterparts, Proc. "Sustainable Development Strategies for Constructions in Europe and China", Roma, Italy, April 19-20, 2010.

Riva P., Franchi A., 2001. Behavior of Reinforced Concrete Walls with Welded Wire Mesh Subjected to Cyclic Loading. ACI Structural Journal, V. 98, N° 3, May-June 2001, pp. 324-334.

Tran T. A., Wallace J. W., 2012. Experimental Study of non linear flexural and shear deformations of reinforced concrete structural walls. 15th World Conference on Earthquake Engineering, September 24-28, 2012, Lisboa, Portugal.

Trombetti T., Silvestri S., Gasparini G., Ricci I., 2010. Results of pseudo-static tests with cyclic horizontal load on concrete/polystyrene sandwich bearing panels, Atti del Convegno "Le Nuove Frontiere del Calcestruzzo Strutturale", Università degli Studi di Salerno – ACI Italy Chapter, 22-23 Aprile 2010.

Trombetti T., Silvestri S., Gasparini G., Ricci I., 2010. Correlations between the experimental results of pseudo-static tests with cyclic horizontal load on concrete/polystyrene sandwich bearing panels and their analytical counterparts, Atti "Le Nuove Frontiere del Calcestruzzo Strutturale", Università di Salerno – ACI Italy Chapter, 22-23 Aprile 2010

Vallenas J. M., Bertero V. V., Popov e. P., 1979. Hysteretic behaviour of reinforced concrete structural walls. Earthquake Engineering Research Center, University of California, Los Angeles. Report n° UCB/EERC – 79/20 August

1979

Wallace J. W., Elwood K. J., Massone, L. M., 2008. Investigation of the Axial Load Capacity for Lightly Reinforced Wall Piers. *journal of structural engineering ASCE* september 2008, pp. 1548-1557.

Warashina M., Kono S., Sakashita M., Tanaka H., 2008. shear behavior of multi-story RC structural walls with eccentric openings. *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*. October 12-17, 2008, Beijing, China

Wood, S. L., 1990. Shear Strength of Low-Rise Reinforced Concrete Walls, *ACI Structural Journal*, V. 87, No. 1, Jan.-Feb. 1990, pp. 99-107.

CAPITOLO 5

LA MODELLAZIONE PER IL CALCOLO NON LINEARE DEGLI ELEMENTI IN C.A.

5.1. PREMESSA

La modellazione degli elementi in calcestruzzo armato in campo non lineare si presenta molto complessa poiché intervengono i comportamenti meccanici dei due materiali, calcestruzzo e acciaio, ma anche l'interazione che nasce a seguito del loro accoppiamento. Il problema non è di facile soluzione e non a caso ancora oggi la letteratura scientifica continua a produrre modelli numerici per poter modellare il calcestruzzo armato in campo non lineare, soprattutto perché il calcestruzzo è un materiale con un legame costitutivo fortemente asimmetrico tra compressione e trazione, e proprio nel caso di trazione la modesta resistenza e l'estrema fragilità governano la non linearità del cemento armato già per bassi livelli di sollecitazione a causa della fessurazione.

Alle caratteristiche del calcestruzzo si aggiungono poi quelle dell'acciaio che interviene soprattutto in presenza di sollecitazioni di trazione collaborando in modo sostanziale alla non linearità nella fase di fessurazione ma soprattutto con il raggiungimento dello snervamento; inoltre, pur avendo un comportamento sostanzialmente simmetrico a trazione e compressione, in presenza di questo secondo tipo di sollecitazione può presentare il fenomeno dell'instabilità.

Inoltre la modellazione del calcestruzzo armato non può prescindere dall'aderenza tra i due materiali che di fatto ne consente la collaborazione e quindi ne influenza il comportamento.

Infine, nel caso di stati tensionali pluriassiali, come accade per le pareti, la problematica non può prescindere dalla definizione di legami costitutivi

pluriassiali per il calcestruzzo e da modelli che tengano conto della fessurazione secondo direzioni qualsiasi.

Di seguito vengono trattate nel dettaglio le problematiche inerenti i singoli materiali e il loro accoppiamento e poi a seguire viene illustrata una panoramica sulla modellazione degli elementi in c.a.

5.2 IL CALCESTRUZZO

Il calcestruzzo è un materiale non omogeneo le cui caratteristiche meccaniche dipendono dai suoi componenti (inerti, cemento, acqua) e dai loro rapporti relativi in termini di quantità in volume o in peso. Tuttavia, considerando il rapporto elevato tra la dimensione degli elementi strutturali e quella dell'inerte, il suo comportamento si può schematizzare come quello di un materiale omogeneo ed isotropo, anche se asimmetrico in presenza di trazione e compressione.

Pertanto la sua caratterizzazione sperimentale e quindi i legami costitutivi convenzionali per le applicazioni di calcolo devono essere analizzati separando compressione e trazione.

5.2.1 I legami costitutivi del calcestruzzo compresso

Il più significativo fenomeno microscopico nel calcestruzzo consiste in una microfessurazione diffusa, già per livelli tensionali modesti, ascrivibile alla scarsa resistenza agli sforzi di trazione dell'interfaccia matrice-inerte. Oltretutto, l'evoluzione della tecnologia del calcestruzzo consente la realizzazione di calcestruzzi con una matrice cementizia di resistenza comparabile a quella dell'inerte, cosicché non solo la resistenza del calcestruzzo aumenta sfruttando totalmente quella dell'inerte, ma il meccanismo microscopico di crisi diventa molto più simile a quello di un materiale lapideo omogeneo con una fessurazione che riguarda indistintamente

entrambi i componenti.

Pertanto, il calcestruzzo, sottoposto ad uno stato di sollecitazione di compressione monoassiale genera un legame sperimentale tensione-deformazione (σ - ϵ) che si presenta non lineare per valori di carico anche molto bassi rispetto a quelli di rottura. In particolare, nei calcestruzzi cosiddetti normali, cioè caratterizzati da una resistenza a compressione non superiore di 50MPa, le prove monoassiali di compressione mostrano un andamento pressoché lineare fino a circa il 30-40% del carico massimo; successivamente, la microfessurazione interna si diffonde con un progressivo abbattimento della rigidità. Quando si raggiunge la resistenza massima f_c si manifestano delle macrofessure ed il legame costitutivo (σ - ϵ) comincia a percorrere un ramo discendente. Quanto descritto si ritrova anche per calcestruzzi di resistenze maggiori, ma con una progressiva variazione della forma del legame costitutivo; all'aumentare della resistenza l'andamento iniziale si presenta lineare fino ad una percentuale della resistenza sempre più elevata, la deformazione corrispondente al punto di picco aumenta, il ramo discendente diventa sempre più ripido come è possibile vedere in Figura 5.1.

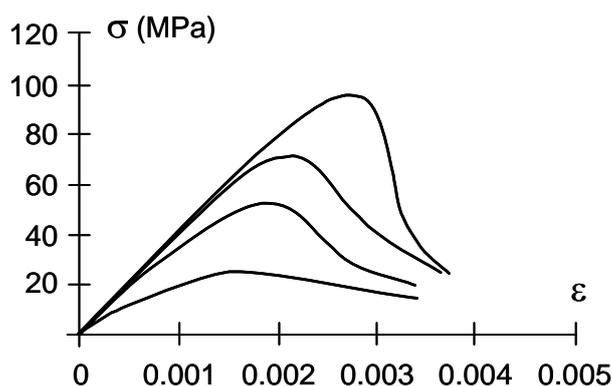


Figura 5.1. Legami tensione-deformazione in compressione al variare della resistenza del calcestruzzo.

Quest'ultimo aspetto è la logica conseguenza di un meccanismo sempre più

fragile al crescere della resistenza della matrice, che non consente un danneggiamento graduale e diffuso. Tale aspetto del comportamento del calcestruzzo è rappresentativo della duttilità del materiale, che in un moderno approccio progettuale assume un ruolo rilevante nella definizione della sicurezza strutturale.

In tale ottica si deve fare cenno anche ad un altro aspetto che riguarda il tratto discendente della relazione $(\sigma-\varepsilon)$; infatti, si misurano sperimentalmente un carico ed un accorciamento su un provino di calcestruzzo che, rapportate all'area ed alla lunghezza, si traducono in una tensione ed una deformazione, considerando un comportamento uniforme dell'intero elemento. In realtà, si può osservare che le macrofessure interessano solo una zona limitata del provino, la cui estensione è pressoché indipendente dalle dimensioni del provino stesso, cosicché i risultati presentano un effetto scala, con tratti discendenti apparentemente più ripidi all'aumentare della lunghezza del provino. In effetti l'andamento post-picco del legame costitutivo dovrebbe essere rappresentato in termini di tensione-accorciamento $(\sigma-w)$.

Si deve quindi concludere che la modellazione del tratto discendente del legame tensione-deformazione, ottenuto sperimentalmente su provini di una certa dimensione, deve tenere conto dell'effetto scala nelle applicazioni ad elementi di dimensione diversa, soprattutto nel caso in cui la duttilità sia l'oggetto dell'indagine.

Va, inoltre, detto che tale legame è inerente allo stato tensionale monossiale; tale stato tensionale, però, può essere influenzato dalle tensioni ortogonali; se tali tensioni ortogonali sono di compressione, esse influenzano il quadro fessurativo ritardando le aperture delle fessure nel caso di tensioni ortogonali di compressione; tali tensioni ortogonali nel calcestruzzo armato sono dovute alla presenza di armatura trasversale (staffe) che se ben posta può portare ad incrementi di resistenza di compressione notevoli.

La Normativa Tecnica Italiana (NTC2008) consente l'utilizzo di tre diversi modelli del legame costitutivo del calcestruzzo.

Per tutti e tre i legami la tensione massima è sempre f_{cd} ricavata dalla tensione di resistenza a compressione caratteristica f_{ck} decurtata di un coefficiente parziale di sicurezza γ_c e moltiplicata per un fattore α_{cc} minore dell'unità che rappresenta la differenza di modalità di rottura dal provino in laboratorio

all'elemento strutturale. Quindi: $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$.

Per i calcestruzzi normali la deformazione ultima ε_{cu} è fissata ad un valore di 0.0035.

Quello che cambia nei tre modelli proposti dalla normativa è la forma del diagramma; la normativa consente l'utilizzo di un diagramma di forma parabola-rettangolo dove il ramo parabolico arriva ad una deformazione ε_{c2} pari a 0.002, un diagramma elasto-plastico in cui il tratto elastico arriva ad una deformazione ε_{c3} pari a 0.00175, ed infine un diagramma costante (stress-block) caratterizzato dalla deformazione ε_{c4} pari a 0.0007. In Figura 5.2 vengono riportati i 3 legami sopra descritti.

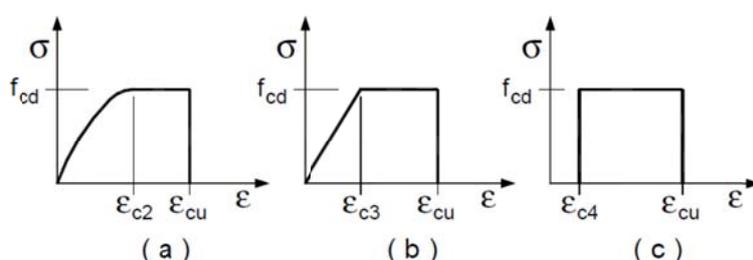


Figura 5.2. Diagrammi tensione-deformazione proposti dalla NTC2008.

Il legame costitutivo del calcestruzzo a compressione appartiene ormai ad una letteratura scientifica conclamata da tempo; nel corso degli anni, infatti, si sono susseguiti vari autori che hanno cercato di perfezionarne le funzioni matematiche che approssimano il suo comportamento.

Una prima formulazione del legame a compressione del calcestruzzo si deve a

Popovics (1970) che descrive l'andamento della tensione a compressione cilindrica f_t in funzione della resistenza a compressione cilindrica f_c , della corrispondente deformazione ε_c e di due parametri n e k che sono rispettivamente un parametro di forma e un parametro che porta in conto la perdita di duttilità post picco. Di seguito vengono riportate le formule di tale modello:

$$f_t = f_c \frac{n(\varepsilon/\varepsilon_c)}{n - 1(\varepsilon/\varepsilon_c)^{nk}};$$

Dove: $n = 0.8 + \frac{f_c}{17}$; $k = 0.67 + \frac{f_c}{62}$; $\varepsilon_c = \frac{f_c}{E_c} \frac{n}{n-1}$; $E_c = 3320\sqrt{f_c} + 6900$.

Una delle formulazioni più utilizzata è quella di Mander et al. (1988), in cui viene portato in conto anche l'effetto del confinamento delle barre di acciaio sul nucleo di calcestruzzo. Il legame tensione-deformazione è illustrato in Figura 5.3.

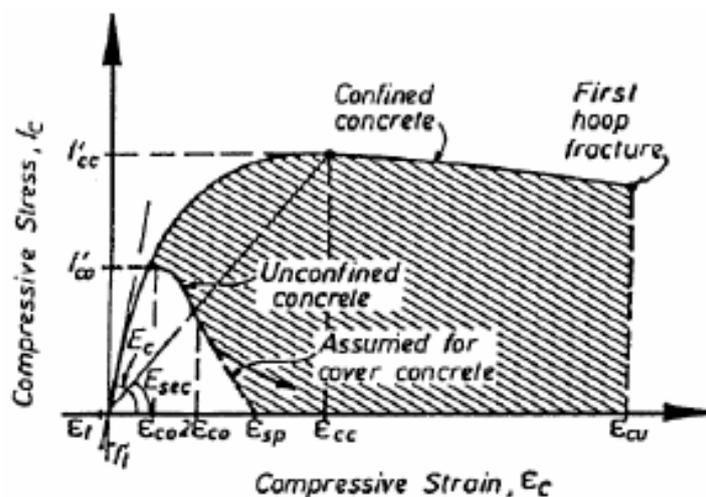


Figura 5.3. Legame di Mander et al. (1988).

Il calcestruzzo non confinato, che costituisce il ricoprimento del nucleo confinato, presenta una resistenza a compressione f'_{co} in corrispondenza della quale la dilatazione lineare ε_{co} assume generalmente valore pari a 0.002; la parte del ramo discendente del legame tensione-deformazione, nell'intervallo

in cui risulta $\varepsilon_c > 2\varepsilon_{c0}$, si assume essere una retta la cui intersezione con l'asse delle ε_c fornisce la deformazione di espulsione del ricoprimento ε_{sp} .

Il calcestruzzo confinato presenta una resistenza a compressione f'_{cc} fornita dalla seguente espressione:

$$f'_{cc} = f'_{co} \cdot \left(-1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 \cdot f'_i}{f'_{co}}} - 2 \cdot \frac{f'_i}{f'_{co}} \right)$$

in corrispondenza della quale la deformazione longitudinale a compressione è pari a ε_{cc} ed è fornita dalla seguente espressione:

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{c0} \cdot \left[1 + 5 \cdot \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right]$$

f'_i rappresenta la pressione di confinamento esercitata dalle staffe e successivamente illustrata

Il legame tensione deformazione (f_c - ε_c) del calcestruzzo confinato è fornito dalla seguente espressione: $f_c = \frac{f'_c \cdot x \cdot r}{r - 1 + x'}$.

In cui:

$$x = \varepsilon_c / \varepsilon'_{cc}; \quad r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}}; \quad E_c = 5000 \cdot \sqrt{f'_{c0}}; \quad E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \cdot E_{sec}$$

Il modello di calcestruzzo confinato proposto da Mander et al. (1988) lega l'incremento di resistenza f'_{cc} e quello della deformazione ε_{cc} alla percentuale meccanica delle staffe e alla loro efficienza nel compiere la pressione di confinamento. Infatti, l'armatura trasversale esercita la sua azione di confinamento solo sulla parte del nucleo dove la tensione di confinamento si sviluppa appieno per effetto arco come è possibile vedere in Figura 5.4; in una sezione intermedia tra due livelli consecutivi di armatura trasversale l'area A_e di calcestruzzo effettivamente confinato sarà inferiore rispetto ad una sezione che si trova proprio in corrispondenza dell'armatura trasversale stessa.

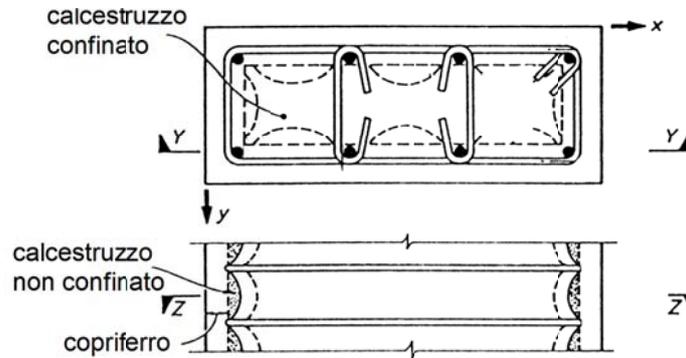


Figura 5.4. Aliquota del nucleo effettivamente confinato per effetto arco in presenza di staffe rettangolari.

Per convenienza, si assume comunque che l'area confinata A_{cc} sia calcolata come l'area A_c delimitata dalla spirale o dalla staffa più esterna al netto dell'area di acciaio costituente l'armatura longitudinale: $A_{cc} = A_c \cdot (1 - \rho_{cc})$ in cui ρ_{cc} è il rapporto tra l'area complessiva di acciaio costituente l'armatura longitudinale e l'area del nucleo della sezione A_c delimitata dalla spirale o della staffa perimetrale e decurtata di un fattore riduttivo k_e per ottenere la pressione laterale di confinamento effettiva f'_l : $f'_l = k_e \cdot f_l$

dove f_l è la pressione laterale di confinamento assunta uniformemente distribuita sulla superficie laterale del nucleo confinato mentre il fattore riduttivo k_e assume espressioni differenti per la sezione sia circolare o rettangolare in funzione delle caratteristiche dell'armatura trasversale.

Un'altra formulazione del legame a compressione del calcestruzzo si deve a Saenz (1994) che descrive l'andamento della tensione a compressione cilindrica σ in funzione di E_p , modulo elastico secante a σ_{max} , di E_s , modulo elastico secante a $0.5\sigma_{max}$, e delle rispettive deformazione ε ed ε_p . Di seguito vengono riportate le formule di tale modello:

$$\text{Saenz: } \sigma = \frac{E \cdot \varepsilon}{1 + \left(\frac{E}{E_p} - 2 \right) \cdot \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_p} \right) + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_p} \right)^2};$$

Dove:

ε_p è la deformazione in corrispondenza della resistenza massima;

ε è la deformazione in corrispondenza di $0.5\sigma_{max}$;

E è il modulo elastico calcolato per $0.5\sigma_{max}$;

E_p è il modulo elastico calcolato per σ_{max} .

Il MODEL CODE 2010 che riporta il legame costitutivo del calcestruzzo, sia a compressione che a trazione. Di seguito vengono riportate le equazioni per il calcestruzzo compresso, mentre le equazioni per la trazione sono riportate nel paragrafo successivo:

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = - \left(\frac{k \cdot \eta - \eta^2}{1 + (k - 2) \cdot \eta} \right) \quad \text{per } |\varepsilon_c| < |\varepsilon_{c,lim}|;$$

dove:

$$\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1};$$

$$k = E_{ci} / E_{c1};$$

ε_{c1} è la deformazione alla tensione massima di compressione riportate nella seguente tabella 1;

E_{c1} è il modulo secante dall'origine alla tensione di compressione massima anch'esso riportato nella Tabella 5.1;

E_{ci} è il modulo tangente del diagramma(σ - ε) calcolato come

$$E_{ci} = 21500 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{1/3}$$

	C12	C20	C30	C40	C50	C60	C70	C80	C90	C100	C110	C120
E_{ci} [GPa]	27.1	30.3	33.6	36.3	38.6	40.7	42.6	44.4	46.0	47.5	48.9	50.3
E_{c1} [GPa]	11.1	13.3	16.5	20.0	23.2	26.2	28.9	31.4	33.8	36	39.3	42.7
ε_{c1} [‰]	-1.8	-2.1	-2.3	-2.4	-2.5	-2.6	-2.7	-2.8	-2.9	-3.0	-3.0	-3.0
$\varepsilon_{c,lim}$ [‰]	-3.5	-3.5	-3.5	-3.5	-3.4	-3.3	-3.2	-3.1	-3.0	-3.0	-3.0	-3.0
k	2.44	2.28	2.04	1.82	1.66	1.55	1.47	1.41	1.36	1.32	1.24	1.18

Tabella 5.1. Valori di riferimento per la costruzione del diagramma (σ - ε) per il MODEL CODE 2010.

Infine, la trattazione dell'Eurocodice 2 (EC2) è molto simile a quella del

MODEL CODE 2010, anche se riporta solo la curva della compressione. Infatti, l'equazione che governa il legame è la stessa ma:

$$k = 1.05 \cdot E_{cm} \cdot \frac{|\varepsilon_{c1}|}{f_{cm}};$$

ε_{c1} è la deformazione alla tensione massima di compressione tabellata in funzione della classe del calcestruzzo;

E_{cm} è il modulo secante dall'origine alla tensione di compressione pari a $0.4f_{cm}$ anch'esso riportato nella tabella dell'EC2 in funzione della classe del calcestruzzo; i simboli sono individuati anche in Figura 5.5

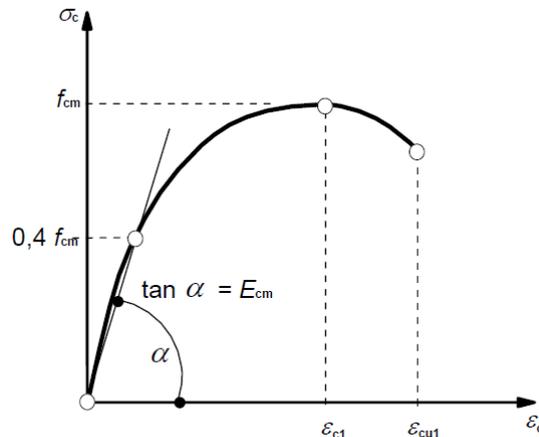


Figura 5.5. Legame (σ - ε) dell'EC2.

L'EC2 consente anche l'incremento della tensione ultima $f_{ck,c}$ e della relativa deformazione $\varepsilon_{cu2,c}$, per effetto di una σ_2 di compressione trasversale. Le equazioni che governano l'effetto del confinamento sono le seguenti e a meno di simboli e dei valori dei coefficienti sono simili al legame di Mander prima esposto:

$$f_{ck,c} = f_{ck} \cdot \left(1 + 5 \cdot \frac{\sigma_2}{f_{ck}} \right) \text{ per } \sigma_2 \leq 0.05 f_{ck}$$

$$f_{ck,c} = f_{ck} \cdot \left(1.125 + 2.5 \cdot \frac{\sigma_2}{f_{ck}} \right) \text{ per } \sigma_2 \geq 0.05 f_{ck}$$

Per quanto riguarda le deformazioni, le equazioni che le governano sono le seguenti:

$$\varepsilon_{c2,c} = \varepsilon_{c2} \cdot \left(\frac{f_{ck,c}}{f_{ck}} \right)^2$$

$$\varepsilon_{cu2,c} = \varepsilon_{cu} + 0.2 \cdot \left(\frac{\sigma_2}{f_{ck}} \right)$$

I diagrammi $(\sigma-\varepsilon)$ per il calcestruzzo confinato secondo l'EC2, con il significato dei simboli utilizzati, sono riportati in Figura 5.6.

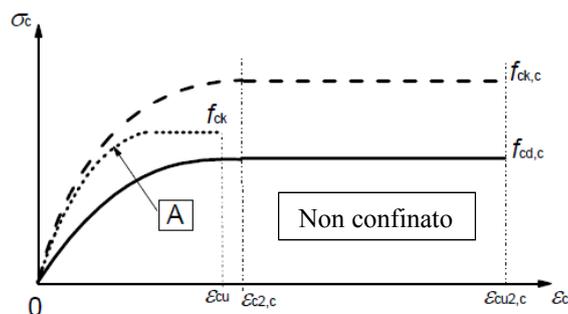


Figura 5.6. Modelli $(\sigma-\varepsilon)$ per il calcestruzzo confinato secondo l'EC2.

5.2.2 I legami costitutivi del calcestruzzo teso

Per valutare il comportamento del calcestruzzo a trazione è sempre opportuno far riferimento all'esecuzione di una prova a trazione su un provino di calcestruzzo. Nel corso di tale prova si osserva una marcata differenza di comportamento tra la condizione in cui il calcestruzzo teso non è macroscopicamente fessurato (prima del picco di resistenza) e la condizione in cui è fessurato (dopo il picco di resistenza). Per comprendere bene tale fenomeno si faccia riferimento ad una tipica curva tensione allungamento per un calcestruzzo soggetto a trazione uniassiale illustrata in Figura 5.7.

Le prove di trazione monoassiali sugli elementi in calcestruzzo, rispetto alle prove di compressione, evidenziano soprattutto la minore resistenza e il

comportamento più fragile del materiale.

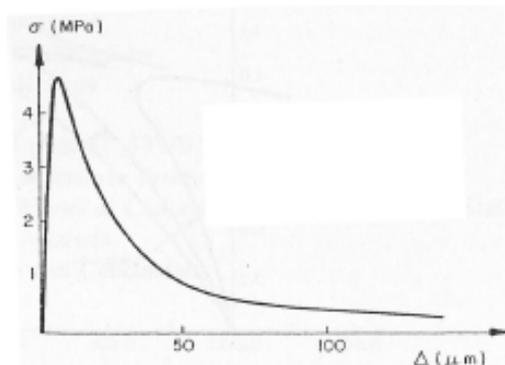


Figura 5.7. Curva tensione-allungamento per la trazione uniassiale.

La tensione però non si riduce istantaneamente a zero come nei materiali fragili ma diminuisce all'aumentare dell'allungamento. Questo fenomeno è noto come deformazione di softening a trazione e rappresenta la capacità del calcestruzzo, anche non rinforzato, di assorbire sforzi di trazione dopo essersi fessurato. Questa resistenza “residua” è legata al fenomeno d'ingranamento degli inerti mostrato in Figura 5.8. Aumentando l'intensità del carico, la fessura si apre e il contributo offerto da questo meccanismo tende a scomparire.

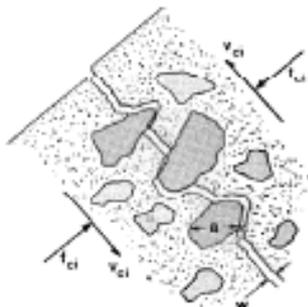


Figura 5.8. Taglio trasferito nella sezione fessurata per effetto degli ingranamento inerti.

E' stato già osservato che il comportamento a trazione del calcestruzzo è lineare fino al 70% di f_{ct} , ma uno scostamento sostanziale si osserva solo per tensioni superiori al 90% di f_{ct} . Una volta raggiunta la resistenza massima f_{ct} si ha un ramo decrescente; questo fenomeno è noto come deformazione di softening a trazione e rappresenta la capacità del calcestruzzo, anche non

rinforzato, di assorbire sforzi di trazione dopo l'inizio della fessurazione.

Una modellazione dell'apertura della fessura è stata proposta da (Hillerborg et al., 1976); l'apertura della fessura corrisponde ad una certa distribuzione della trazione sulla faccia di rottura della fessura che si sta formando (Figura 5.9).

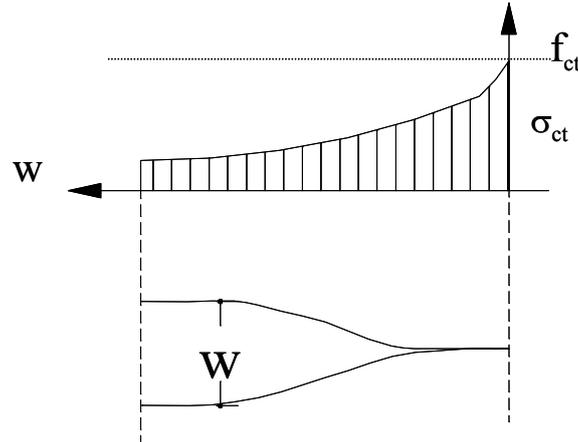


Figura 5.9. Modello di ampiezza di apertura della fessura in un materiale quasi fragile.

In questo modello si considera che la tensione all'interfaccia della fessura, σ_{ct} , sia una funzione decrescente dell'apertura della fessura w variabile lungo la sezione; la tensione di trazione è uguale alla resistenza a trazione del calcestruzzo, f_{ct} , quando $w=0$.

La relazione $(\sigma_{ct}-w)$ può essere interpretata fisicamente come il risultato di una prova di trazione dove si misura la deformazione sia in una zona qualsiasi (punto B di Figura 5.10) sia in corrispondenza della fessura (punto A di Figura 5.10). La deformazione misurata è uguale nei due punti fino al raggiungimento di una tensione pari alla resistenza a trazione f_{ct} , poi la fessura si apre in corrispondenza del punto A. Mentre nel punto A la deformazione aumenta nel punto B la deformazione decresce.

Il comportamento del provino prima del picco può essere descritto con un legame $(\sigma-\varepsilon)$, mentre il ramo di softening deve essere analizzato in termini di relazione $(\sigma-w)$ (adesione coesiva). Le tensioni di trazione sul ramo discendente si chiamano “tensioni coesive”, perché sono collegate ai fenomeni di

ingranamento degli inerti nella fase di microfessurazione.

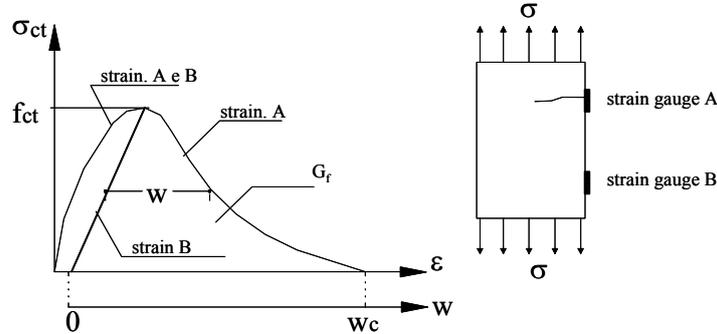


Figura 5.10. Modello coesivo della fessurazione.

L'area al di sotto del ramo di softening del grafico ottenuto dall'estensimetro

disposto in A si definisce energia di frattura G_f ed è pari a: $G_f = \int_0^{w_c} \sigma(w) dw$

dove w è l'apertura della fessura corrispondente alla tensione di coesione nulla (Figura 5.11).

I parametri del modello del legame costitutivo completo del calcestruzzo teso suggerito dal MODEL CODE 2010 sono riportati in Tabella 5.2,

$$w_1 = \frac{G_f}{f_{ctm}};$$

$$w_c = 5 \cdot \frac{G_f}{f_{ctm}}$$

Calcestruzzo non fessurato $\sigma_{ct} < f_{ctm}$	Calcestruzzo fessurato
$\sigma_{ct} = E_{ci} \cdot \varepsilon_{ct} \quad \text{per } \sigma_{ct} \leq 0,9 \cdot f_{ctm}$	$\sigma_{ct} = f_{ctm} \left(1 - 0,80 \cdot \frac{w}{w_1} \right)$ <p style="text-align: center;">per $0 \leq w < w_1$</p>
$\sigma_{ct} = f_{ctm} \cdot \left(1 - 0,1 \cdot \frac{0,00015 - \varepsilon_{ct}}{0,00015 - 0,9 \cdot f_{ctm} / E_{ci}} \right)$ <p style="text-align: center;">per $0,9 \cdot f_{ctm} < \sigma_{ct} < f_{ctm}$</p>	$\sigma_{ct} = f_{ctm} \left(0,25 - 0,05 \cdot \frac{w}{w_1} \right)$ <p style="text-align: center;">per $w_1 \leq w \leq w_c$</p>

Tabella 5.2. Equazioni del legame del calcestruzzo in accordo con il Model Code 2010.

E_{ct} è il modulo di elasticità tangente in [MPa]

ε_{ct} è la deformazione di trazione

σ_{ct} è la tensione di trazione in [MPa]

f_{ctm} è la tensione di trazione in [MPa] calcolata come:

$$f_{ctm} = 0.3 \cdot (f_{ck})^{2/3} \text{ per classi di calcestruzzo } \leq C50$$

$$f_{ctm} = 2.12 \cdot \ln(1 + 0.1 \cdot (f_{ck} + \Delta f)) \text{ per classi di calcestruzzo } > C50$$

Dove:

$$\Delta f = 8 \text{ MPa};$$

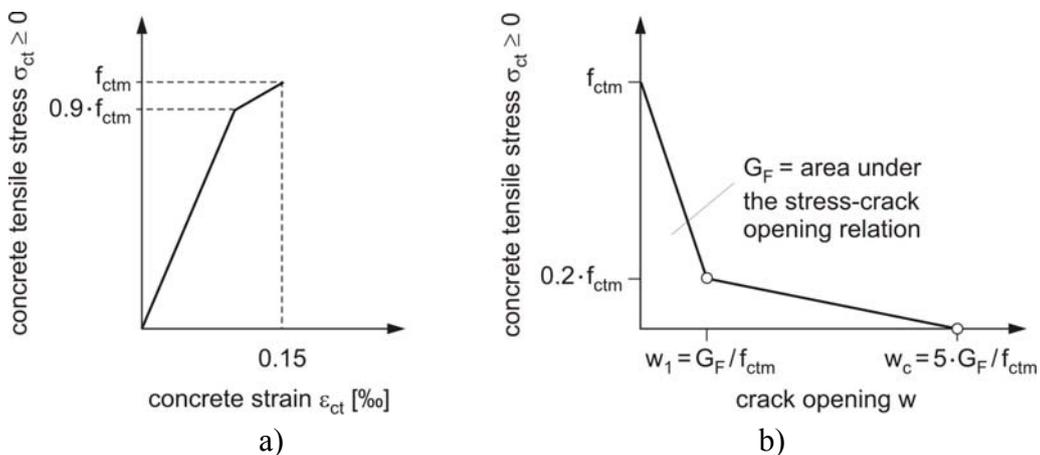


Figura 5.11. Modello del legame costitutivo del calcestruzzo in trazione Model Code 2010: a) sezione integra; b) sezione fessurata.

L'energia di frattura G_f si assume uguale a:

$$G_f = 73 \cdot f_{cm}^{0.18}$$

Essendo f_{cm} la resistenza a compressione del calcestruzzo espresso in MPa.

Il modulo di Young del calcestruzzo si calcola con l'espressione:

$$E_{ct} = 2.15 \cdot 10^4 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right)^{1/3}$$

Purtroppo il valore della resistenza a trazione f_t che fa innescare la fessurazione, che a sua volta si sviluppa lungo la direzione perpendicolare alla

tensione principale di trazione, viene determinato con notevoli difficoltà quando si eseguono le prove sperimentali.

5.2.3 *Comportamento pluriassiale e ciclico*

In presenza di una tensione monoassiale oltre alla deformazione nella direzione della tensione applicata nasce anche una deformazione trasversale; nel caso di compressione monoassiale questa deformazione trasversale presenta un andamento non lineare con la tensione analogo a quello della deformazione longitudinale (Figura 5.12).

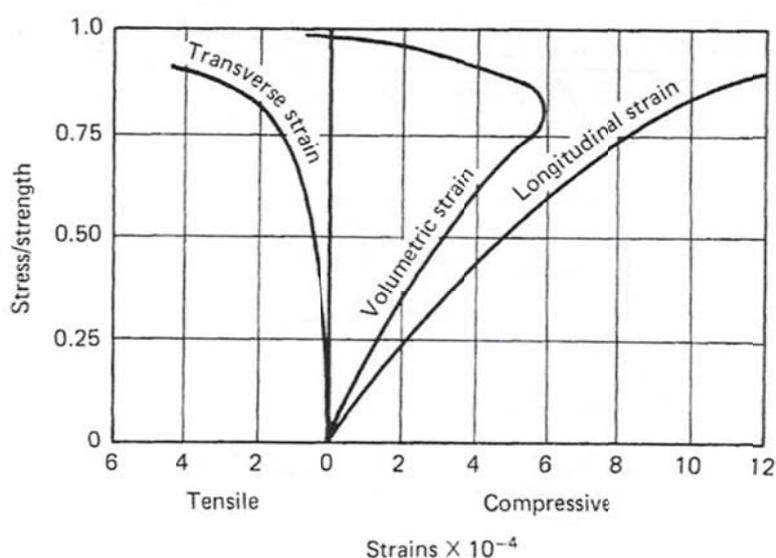


Figura 5.12. Deformazione longitudinale e trasversale del calcestruzzo compresso.

Nel caso di un legame triassiale è importante sottolineare che la presenza di una pressione laterale determina un sostanziale miglioramento del comportamento nella direzione longitudinale di applicazione del carico sia in termini di resistenza che di capacità deformativa ultima. Infatti, in Figura 5.13 si osserva come le curve tensione-deformazione (σ - ϵ) in una direzione si modificano proprio con l'incremento di resistenza e duttilità in presenza di una tensione trasversale crescente.

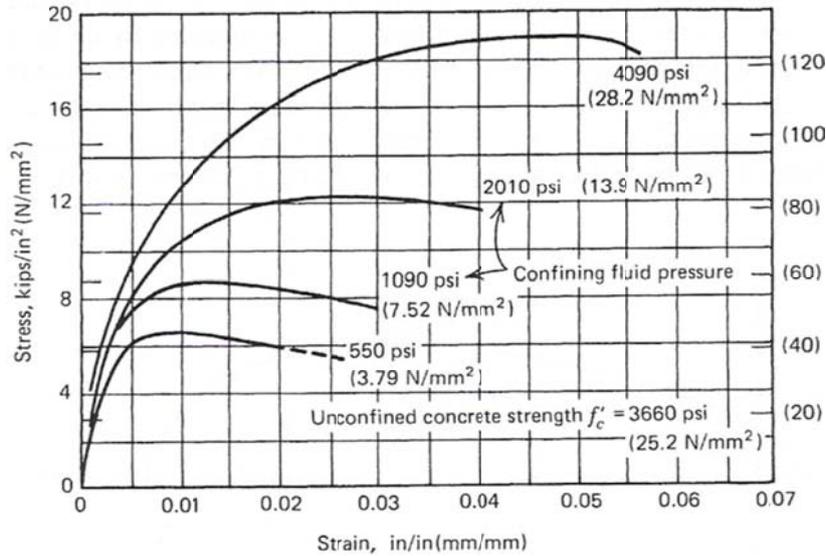


Figura 5.13. Legame costitutivo del calcestruzzo compresso in presenza di compressione trasversale.

Più complessa risulta la definizione delle resistenze in uno stato tensionale biassiale, come può verificarsi in un elemento bidimensionale caricato nel proprio piano.

Kupfer et al. (1969) studiando il comportamento del calcestruzzo soggetto ad uno stato biassiale di tensione hanno messo a punto il dominio di resistenza riportato in (Figura 5.14).

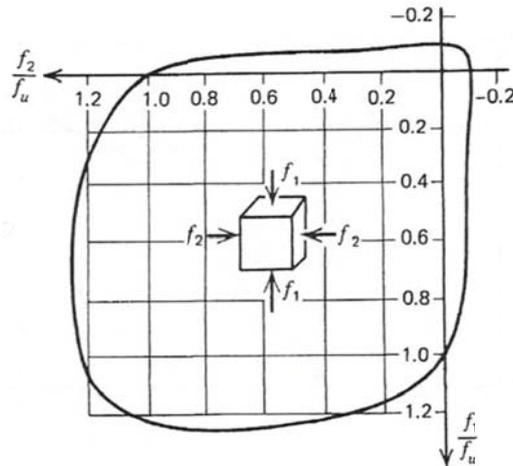


Figura 5.14. Superficie di rottura di Kupfer.

Gli autori hanno provato a rottura una serie di piastre di calcestruzzo di dimensioni 200mm x 200mm x 50mm con un determinato rapporto σ_1/σ_2 e con σ_3 pari a zero. Dal dominio di Figura 5.14 si nota come la resistenza a compressione si possa incrementare fino al 30% in presenza di compressione trasversale, mentre la resistenza a trazione diminuisce in presenza di compressione trasversale e rimane praticamente costante in presenza di trazione trasversale.

Infine, il materiale potrebbe essere sottoposto ad azioni sismiche come accade in presenza di azioni sismiche che potrebbero causare fenomeni di degrado di rigidità e di resistenza.

Il comportamento ciclico del calcestruzzo viene analizzato fondamentalmente con riferimento alle prestazioni in presenza di azioni sismiche, e quindi riguarda un numero ridotto di cicli in campo post-elastico. Inoltre, la rappresentazione del comportamento ciclico si riferisce a cicli in compressione senza inversione di segno (Figura 5.15).

Gli aspetti tipici del comportamento ciclico in compressione sono che i punti di ricarico tendono a riportarsi sulla curva tensione-deformazione monotona, indicando che la crisi del materiale si attinge allo stesso modo del caso monotono senza avere un effetto del danneggiamento ciclico. Si osserva, inoltre, che vi è un degrado di rigidità e di resistenza quando il carico si applica ciclicamente. In letteratura sono disponibili diverse formulazioni analitiche del legame costitutivo ciclico del calcestruzzo. Una di queste è stata proposta da Mander et al. (1988). Gli autori affermano che per il ramo di scarico del calcestruzzo a compressione, il calcestruzzo conserva una deformazione residua che è funzione della rigidità iniziale del diagramma e della deformazione all'inizio dello scarico; per il ramo di ricarico, viene assunta una legge lineare fino alla deformazione raggiunta nel ciclo precedente, per poi presentare una funzione parabolica. Gli autori definiscono anche la

funzione che governa il ramo di scarico della tensione. Per il ramo di scarico del calcestruzzo a trazione esso viene considerato lineare considerando il modulo tangente iniziale. La Figura 5.15 presenta un tipico diagramma sperimentale di prova ciclica, mentre in Figura 5.16 è riportato il legame ciclico sviluppato da Mander et al. (1988).

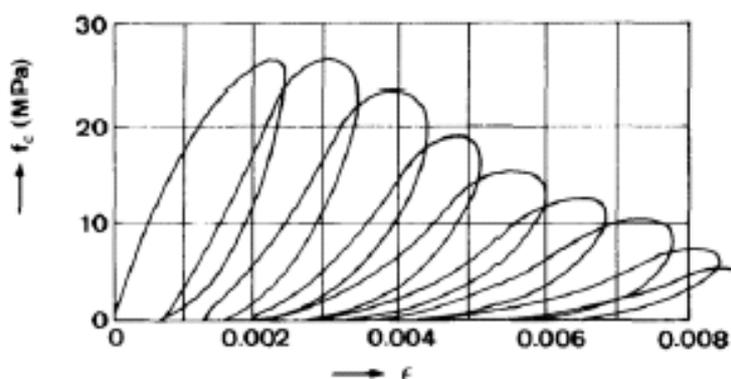


Figura 5.15. Comportamento ciclico del calcestruzzo.

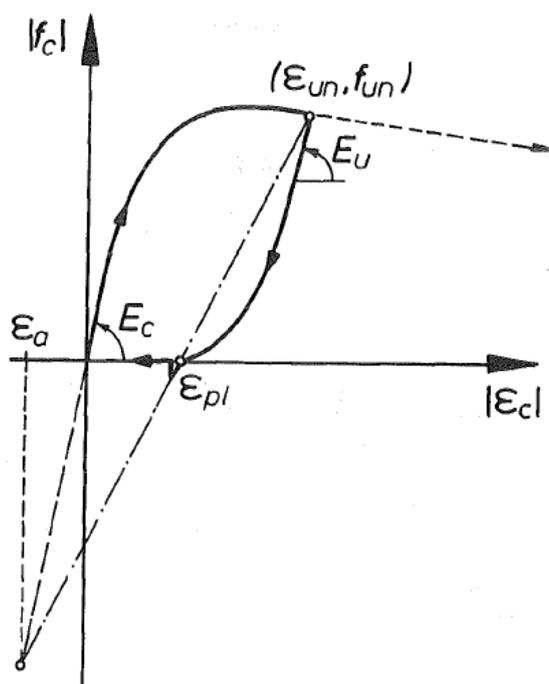


Figura 5.16. Legame ciclico di Mander et al. (1988).

5.3 L'ACCIAIO DA ARMATURA

IL ruolo principale dell'acciaio in barre di armatura è quello di assorbire la trazione a cui il calcestruzzo non è in grado di resistere, pertanto le proprietà meccaniche degli acciai si valutano effettuando prove a trazione sulle barre, dalle quali è possibile ottenere una misura di alcune grandezze caratteristiche, quali la tensione di rottura, quella di snervamento, l'allungamento a rottura, il modulo elastico.

Il legame costitutivo si presenta generalmente costituito da tre tratti; un primo tratto lineare che arriva fino alla tensione di snervamento e caratterizzato da una deformazione di snervamento pari a

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_{sy}}{E_s}$$

Il secondo tratto è costante e indica lo snervamento dell'acciaio; la tensione resta quella di snervamento mentre la deformazione passa dal valore di ε_{sy} al valore di ε_{sh} . L'estensione del tratto plastico di un acciaio in genere varia a seconda del tipo di acciaio e può raggiungere valori intorno all'1%. Il terzo tratto è caratterizzato dal fenomeno dell'incrudimento che si verifica con un incremento della tensione fino al valore di rottura e dal fenomeno della strizione che consiste in una riduzione della sezione in prossimità del carico di rottura.

Per il diagramma tensione-deformazione dell'acciaio la NTC2008 consente di adottare opportuni modelli rappresentativi del reale comportamento del materiale, modelli definiti in base al valore di calcolo $\varepsilon_{ud}=0.9\varepsilon_{uk}$ della deformazione uniforme ultima dove $\varepsilon_{uk}=(A_{gt})_k$, al valore di calcolo della tensione di snervamento f_{yd} ed al rapporto di sovraresistenza $k=(f_t/f_y)_k$.

Di seguito in Figura 5.17 vengono riportati i diagrammi che consente di utilizzare la NTC2008.

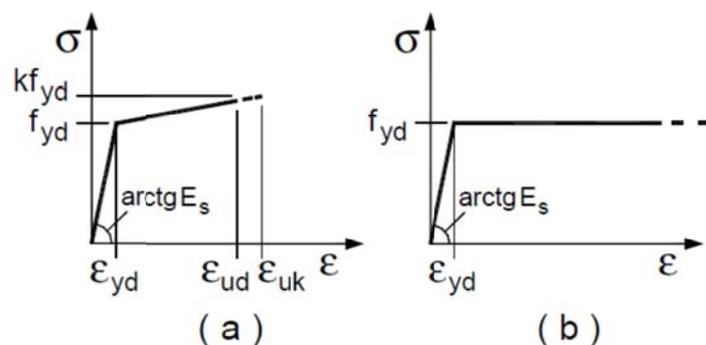


Figura 5.17. Legame tensione-deformazione proposto dalla NTC2008.

Nella Figura 5.17(a) viene riportato il diagramma dell'acciaio modellato con due tratti lineari (legame bilineare con incrudimento) mentre nella Figura 5.18 viene riportato il diagramma dell'acciaio modellato con un andamento elastoplastico.

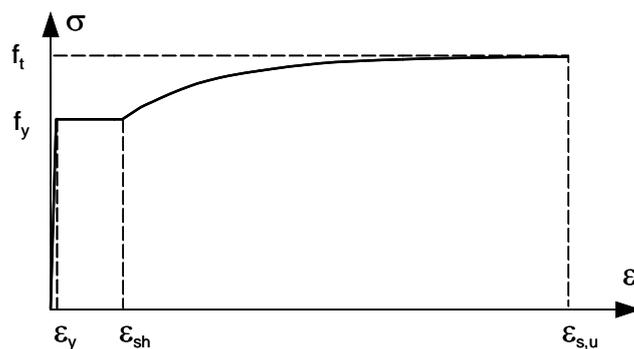


Figura 5.18. Legame costitutivo dell'acciaio tipo "heat treated".

Un tipo di relazione tensione-deformazione che si dimostra idoneo a rappresentare il comportamento delle barre trafilate e trattate a caldo, può essere descritto dalla seguente espressione analitica (Figura 5.18):

$$\sigma = E_s \cdot \varepsilon \quad \text{per } \varepsilon < \varepsilon_y$$

$$\sigma = f_y \quad \text{per } \varepsilon_y < \varepsilon < \varepsilon_{sh}$$

$$\sigma = f_y + (f_u - f_y) \cdot \left[1 - e^{-(\varepsilon_{sh} - \varepsilon)/k} \right] \quad \text{per } \varepsilon > \varepsilon_{sh}$$

in cui:

$$k = 0.028 \cdot \frac{\varepsilon_{sh} - \varepsilon_{su}}{\varepsilon_{sh} - 0.16}$$

e ε_{sh} è la deformazione alla fine del ramo piatto che precede l'incrudimento, mentre ε_y è la deformazione allo snervamento.

Leggi analitiche più sofisticate possono essere impiegate per analisi più dettagliate (CEB 1998). La formulazione alla Ramberg ed Osgood, che appare molto adatta a simulare la relazione tensione-deformazione delle barre lavorate a freddo, ha la seguente espressione analitica (Figura 5.19):

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E_s} + \left(\frac{\sigma}{B}\right)^n$$

con

$$n = \frac{\ln\left(\frac{\varepsilon_{su} - \frac{f_t}{E_s}}{0.002}\right)}{\ln\left(\frac{f_t}{f_y}\right)} \quad \text{e} \quad B = \frac{f_y}{0.002^{(1/n)}}$$

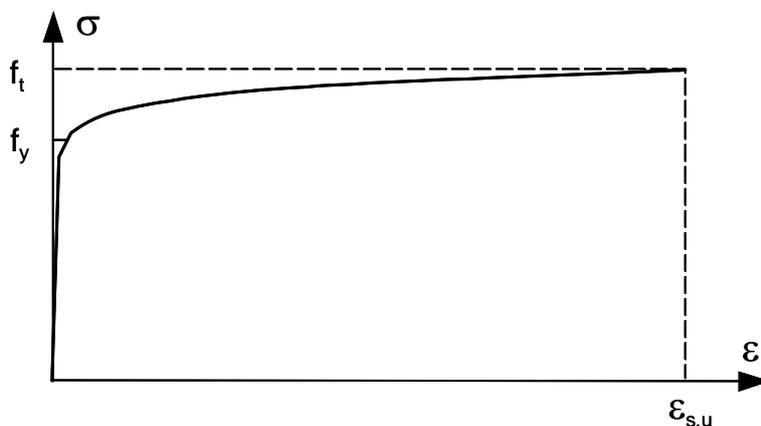


Figura 5.19. Legame costitutivo dell'acciaio tipo "cold Worked".

Il comportamento dell'acciaio in compressione è uguale a quello in trazione anche se raramente il legame costitutivo viene percorso interamente poiché si manifestano prima fenomeni di instabilità.

Gli effetti della instabilità delle barre sono esemplificati nella Figura 5.20. In particolare con L è indicata la lunghezza e con D il diametro delle barre; sugli assi sono rappresentate deformazioni e tensioni adimensionalizzate rispetto ai rispettivi valori allo snervamento. Sono evidenti gli effetti di instabilità per le barre più snelle, indipendentemente dal diametro delle stesse.

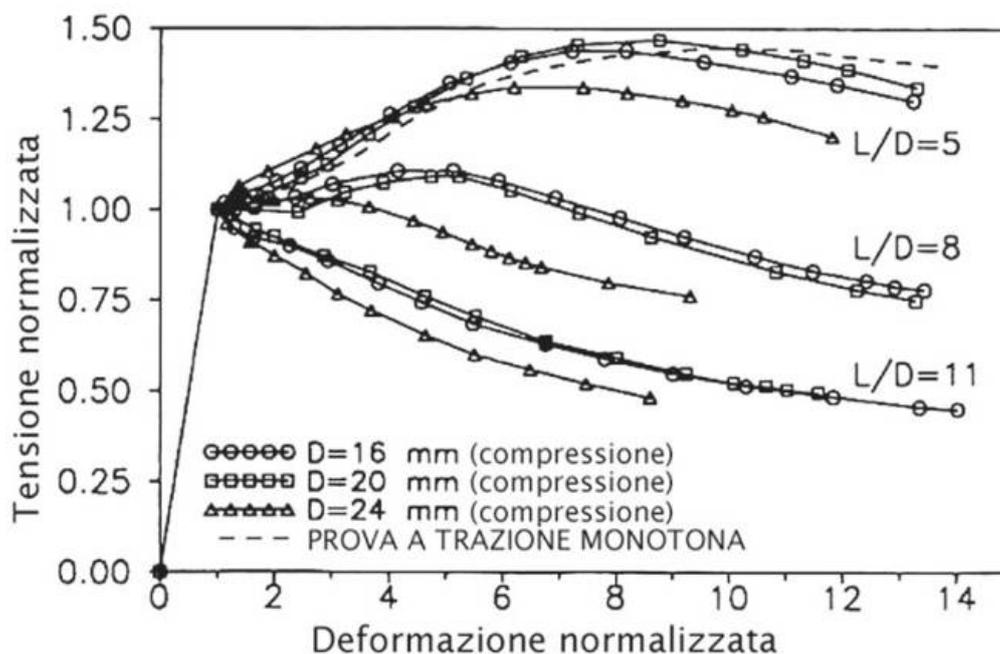


Figura 5.20. Influenza della snellezza delle barre sul comportamento a compressione.

Recenti prove effettuate su barre lisce, confermano sistematicamente tali osservazioni: un esempio è riportato in Figura 5.21 in cui si osserva, al variare di L/D , la differenza di comportamento delle barre compresse. Per valori di L/D pari a 5 o inferiori praticamente non vi sono differenze con il comportamento della barra in trazione; per valori pari a 6 o 7 l'influenza dell'instabilità è evidente ma la duttilità complessiva dell'acciaio rimane molto alta. Per valori superiori è evidente il progressivo degrado della resistenza. Addirittura per valori dell'ordine di L/D superiori a 20 l'instabilità avviene in campo elastico e la duttilità dell'acciaio non viene affatto chiamata in gioco: in altri termini il comportamento della barra diviene fragilissimo.

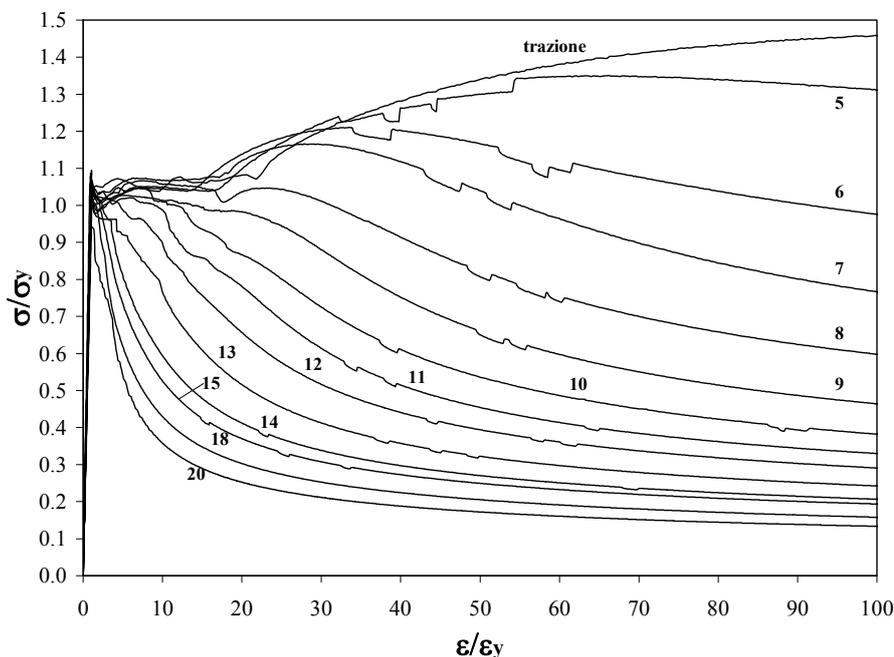


Figura 5.21. Influenza della snellezza L/D sul comportamento a compressione; prove su barre lisce del diametro di 12mm.

In una prova ciclica (Figura 5.22), in genere sono individuabili tre diversi rami a differente comportamento:

- i *rami di reloading*: i tratti della curva a tensione maggiore dei cicli precedenti;
- i *rami di scarico*: i tratti del diagramma a pendenza costante dal punto di inversione del carico al valore nullo della tensione;
- i *rami di unloading*: i tratti della curva a tensione minore dei cicli precedenti ed in parte di essi si evidenzia l'effetto Bauschinger.

E' doveroso comunque precisare che tale denominazione è valida solo per L/D molto prossimi a 5.

Sotto il nome "*Effetto Bauschinger*" si concentrano i seguenti tre fenomeni:

- una diminuzione della tensione di snervamento dopo l'inversione di carico che è tanto più accentuata quanto maggiore è l'entità dell'incremento dell'escursione plastica;

- una perdita, dopo la prima inversione di carico, del punto di “ginocchio”, passaggio dal campo elastico a quello plastico;
- una diminuzione della curvatura nella zona di raccordo fra le zone elastica e plastica all’aumentare della escursione plastica.

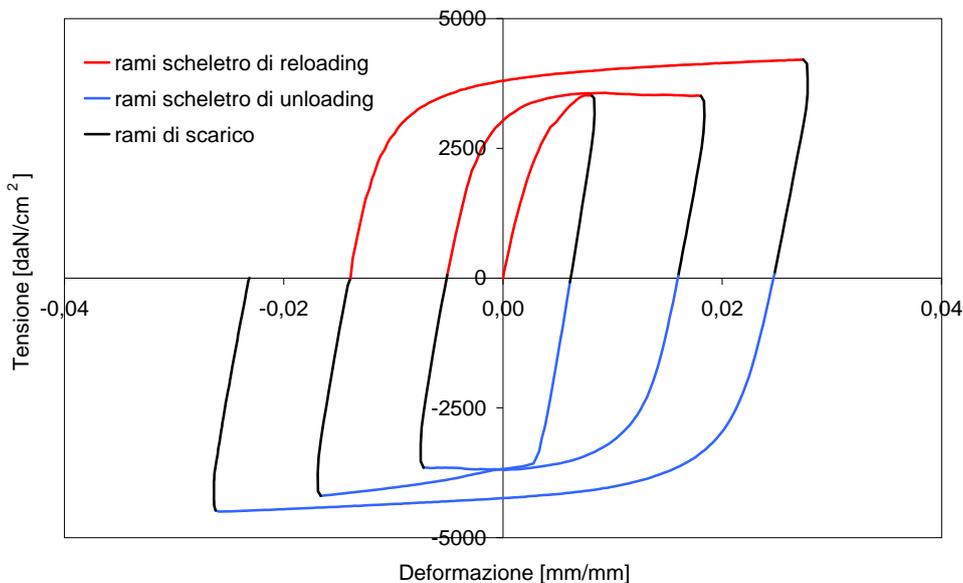


Figura 5.22. Rami di reloading, di unloading di scarico.

In Ma et al. (1976) è stato studiato il comportamento ciclico dell'acciaio in cui gli autori osservano che:

- allo scarico l'acciaio, esibisce una perdita di linearità prima di raggiungere lo snervamento in direzione opposta; e questo effetto noto come effetto Bauschinger aumenta all'aumentare della deformazione;
- l'acciaio presenta una riduzione della rigidità tangenziale dopo cicli multipli a deformazione costante come è mostrato in Figura 5.23.

Un altro fenomeno apprezzabile in queste prove è il cosiddetto “*Incrudimento isotropo*”. Questo comportamento, che si osserva sia in trazione che in compressione, è caratterizzato dal fatto che ogni ramo risulta “esterno” ai precedenti rami dello stesso segno. Si può ritenere che, dopo l'inversione, il ramo si diriga verso l'ultimo punto d'inversione, la cui tensione viene

incrementata in funzione della storia seguita.

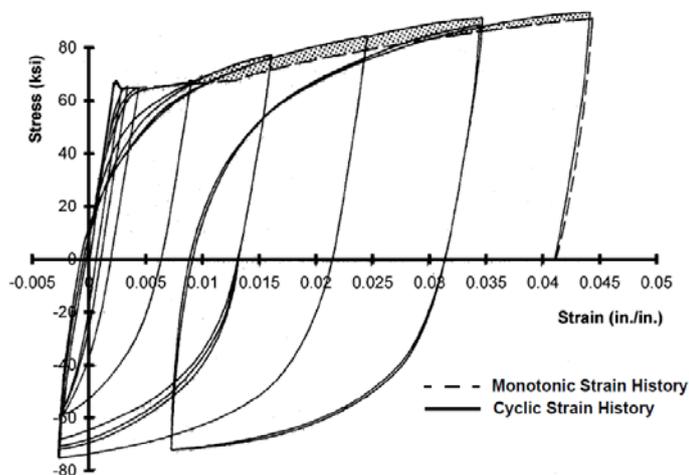


Figura 5.23. Riduzione della rigidezza tangenziale dell'acciaio a deformazione costante.

La relazione di Menegotto e Pinto (1973) tiene conto anche del comportamento ciclico dell'acciaio (rami di carico-scarico-ricarico) e viene rappresentata dalla seguente equazione:

$$\sigma = b \cdot \varepsilon + \frac{(1-b) \cdot \varepsilon}{(1 + \varepsilon^R)^{1/R}}$$

Dove:

b rappresenta il rapporto tra la rigidezza tangente iniziale e la rigidezza tangente finale;

R rappresenta un parametro che definisce la forma della curva di scarico.

Nel caso in cui vi siano fenomeni di instabilità (dipende dal rapporto tra lunghezza della barra e diametro L/D) come si è già osservato per il comportamento monotono, nella prova ciclica si verifica una rilevante perdita di rigidezza e resistenza in compressione (Figura 5.24).

Un altro fenomeno che caratterizza l'acciaio soprattutto negli elementi sollecitati a taglio è l'effetto spinotto per il quale la barra d'armatura viene sollecitata perpendicolarmente alla sua direzione. Tale effetto si manifesta nel momento in cui il calcestruzzo si è fessurato e trasferisce gli sforzi all'acciaio.

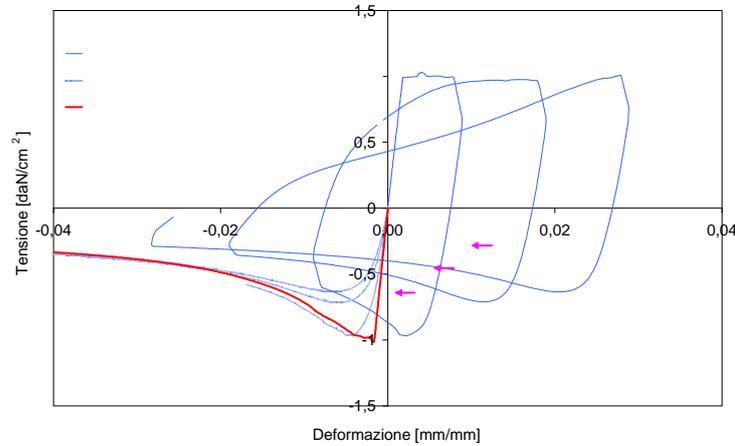


Figura 5.24. Generico confronto rami di una prova ciclica ed una prova monotona a compressione.

In Fenwick et al. (1968) gli autori osservano che la capacità dell'effetto spinotto è fortemente influenzata dalla posizione della barra nel provino e dalla lunghezza del tratto di barra interessata dall'effetto spinotto. Dulacska (1972) esplicitò una formula che definiva la capacità della barra per effetto spinotto:

$$D_f = 0.2\phi^2 \cdot f_y \cdot \sin \delta \left[\sqrt{1 + \frac{f_{cc}'}{0.03 \cdot f_y \cdot \sin^2 \delta^{-1}}} \right]$$

Dove:

D_f rappresenta la forza massima che la barra può portare per effetto spinotto;

ϕ rappresenta il diametro della barra espresso in pollici;

f_y rappresenta la tensione di snervamento dell'acciaio espresso in psi;

δ rappresenta l'angolo di inclinazione della barra rispetto al piano orizzontale;

f_{cc}' rappresenta la resistenza cubica del calcestruzzo espressa in psi.

5.4 L'ADERENZA TRA ACCIAIO E CALCESTRUZZO

L'aderenza si manifesta al livello dell'interfaccia tra la barra di acciaio ed il calcestruzzo ed è influenzato dalle caratteristiche della superficie della barra e dalla composizione del calcestruzzo. Tuttavia, il problema può essere

affrontato ad un livello macroscopico introducendo un macro legame tra la tensione tangenziale all'interfaccia, chiamata tensione di aderenza, e lo spostamento relativo tra la barra di acciaio ed il calcestruzzo, indicato come scorrimento. Lo studio del meccanismo di aderenza tra acciaio e calcestruzzo è strettamente legato all'introduzione di un modello fisico, il più vicino al comportamento reale. A tal proposito si può affermare che per valori bassi delle sollecitazioni esiste perfetta adesione tra matrice cementizia e barra di acciaio; al crescere del carico si verifica la fessurazione dell'interfaccia e si innesca un meccanismo resistente costituito da bielle di calcestruzzo inclinate di un angolo θ rispetto all'asse della barra (Figura 5.25).

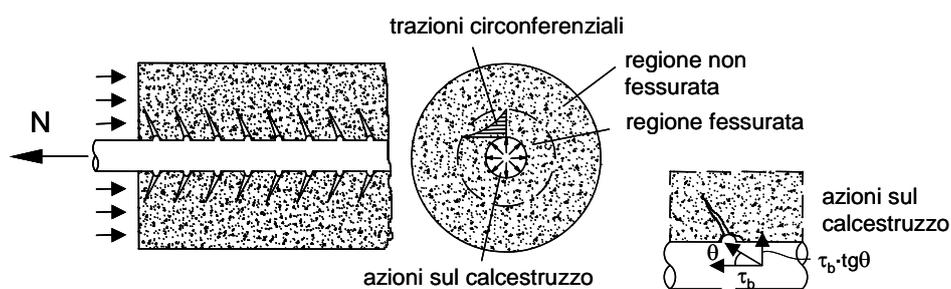


Figura 5.25. Meccanismo resistente per barre ad aderenza migliorata.

La componente tangenziale dello sforzo esercitato dalla biella costituisce la tensione tangenziale τ_b , mentre la componente radiale ($\tau_b \cdot \text{tg}\theta$) sollecita gli anelli di calcestruzzo concentrici alla barra, instaurando in essi uno stato tensionale di trazione.

La crisi dell'aderenza può avvenire, quindi, per collasso di questi anelli tesi con formazione di fessure longitudinali parallele alla barra che, giungendo all'estremo dell'elemento, distruggono rapidamente il legame (crisi per splitting), oppure per collasso delle bielle resistenti con conseguente formazione di un cilindro costituito dalla barra e dal calcestruzzo circostante, che scorre internamente all'elemento in c.a. (crisi per pull-out).

Le ricerche condotte negli ultimi anni hanno permesso di rappresentare

qualitativamente il legame (τ - s) con il diagramma riportato in Figura 5.26 (introdotto da Tassios, 1979) che sembra in buon accordo con i risultati sperimentali e che permette una sintetica schematizzazione del fenomeno fisico. Nel diagramma possono individuarsi alcuni valori significativi della τ_b :

- il valore limite della tensione tangenziale di adesione, indicato con τ_{bA} , segnala l'innescarsi del fenomeno di microfessurazione all'interfaccia acciaio-calcestruzzo;
- il valore limite della tensione tangenziale di aderenza τ_{bu} contraddistingue l'attingimento della crisi del legame;
- il valore limite della tensione di aderenza residua τ_{br} caratterizza la fase immediatamente precedente al collasso definitivo del legame.

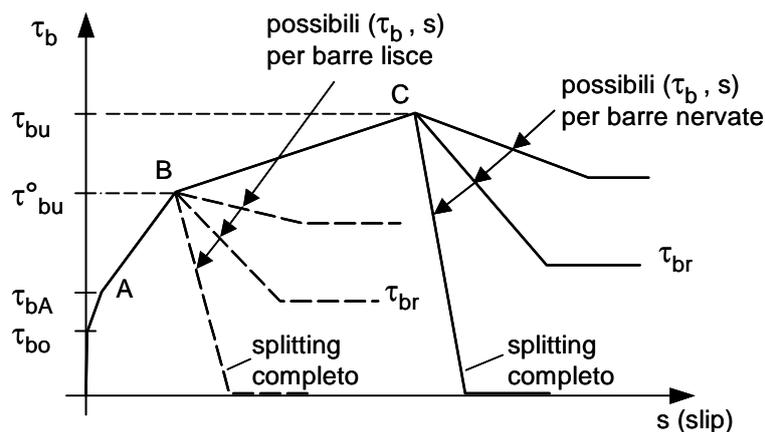


Figura 5.26. Modello teorico del legame di aderenza di Tassios.

Nella fase precedente la microfessurazione dell'interfaccia acciaio-calcestruzzo si possono distinguere due diversi tratti del diagramma:

tratto 1: $0 \leq \tau_b \leq \tau_{bo}$

tratto 2: $\tau_{bo} \leq \tau_b \leq \tau_{bA}$

Nel primo tratto si manifestano valori di scorrimento molto piccoli, dell'ordine di pochi micron, tali da potersi considerare praticamente nulli. La natura del legame è di tipo chimico-fisico ed è determinata dalla penetrazione dei

componenti della pasta cementizia nei risalti superficiali della barra di acciaio (interlocking chimico-fisico). Il valore del limite di adesione τ_{bo} è compreso tra 0.4 e 1.0MPa.

All'aumentare delle sollecitazioni di trazione nella barra si attingono valori delle tensioni di aderenza maggiori di τ_{bo} . Il meccanismo di adesione è qui sostituito dall'attrito tra la pasta cementizia e la superficie regolare dell'acciaio, cui si aggiunge, nel caso di barre ad aderenza migliorata, l'ingranamento degli inerti nelle nervature (interlocking meccanico).

In questo tratto l'esperienza mostra che gli scorrimenti fra la barra ed il calcestruzzo sono ancora molto contenuti, in quanto il legame si presenta sufficientemente rigido, non essendosi innescato ancora alcun fenomeno fessurativo all'interfaccia. I fattori che influenzano il valore della tensione di aderenza τ_{bA} , cui corrisponde il fenomeno della microfessurazione, sono molteplici e tra gli altri si ricordano:

- la resistenza a trazione del calcestruzzo;
- la presenza di armatura di confinamento;
- il ritiro;
- la posizione dell'armatura;
- lo spessore del copriferro;
- le modalità di carico;

Una valutazione rigorosa di τ_{bA} è, in pratica, impossibile e può assumersi in via approssimata:

$$\tau_{bA} = \zeta f_{ct,m}$$

nella quale $f_{ct,m}$ è la resistenza media del calcestruzzo a trazione, ζ è un coefficiente valutabile in via sperimentale che tiene conto dello stato tensionale e dei fenomeni del ritiro e della viscosità.

La variazione del diametro della barra ϕ influenza, anche se moderatamente, il legame (τ - s). Gli stati tensionali che si sviluppano intorno alla barra, infatti,

vengono a sovrapporsi, e le trazioni, in un certo qual modo, a sommarsi riducendo la resistenza del complesso meccanismo di aderenza. Sperimentalmente si è visto che al crescere della distanza tra le barre, le tensioni tangenziali a parità di scorrimento tendono ad assumere valori più elevati.

Le caratteristiche sia geometriche che meccaniche della superficie esterna della barra influenzano in maniera determinante il legame (τ - s), a causa del particolare meccanismo di aderenza di natura chimico-fisica che si sviluppa all'interfaccia tra barra e matrice cementizia.

Le armature di confinamento disposte in direzione trasversale (staffe) alla barra influenzano molto positivamente il legame di aderenza, impedendo la crisi da splitting; in quanto limitano l'estendersi e l'ampliarsi delle fessure da splitting e quindi impediscono la crisi. Qualora il collasso avvenga per pull-out, le staffe, invece, non hanno molta influenza sulla resistenza ultima τ_{bu} , né sulla resistenza residua τ_{br} .

Al raggiungimento del valore della tensione τ_{bA} si innesca all'interfaccia acciaio-calcestruzzo una microfessurazione diffusa: il propagarsi delle fessure modifica la risposta del calcestruzzo, la sua rigidità diminuisce progressivamente, e, conseguentemente, a parità di $\Delta\tau$ si verificano incrementi di Δs sempre maggiori.

In Figura 5.27 è riportato il legame sperimentale ottenuto da Eligehausen, Popov e Bertero (1983) che, al momento, è il più affidabile tra quelli disponibili in letteratura, sia per le modalità di prova sia per la versatilità della campagna sperimentale condotta dagli autori per calibrare il legame. La realizzazione di prove di pull-out a deformazione imposta ha permesso infatti di cogliere il ramo decrescente del legame stesso, mentre la varietà dei valori dei numerosi fattori ha permesso di individuare la loro influenza sul meccanismo di aderenza.

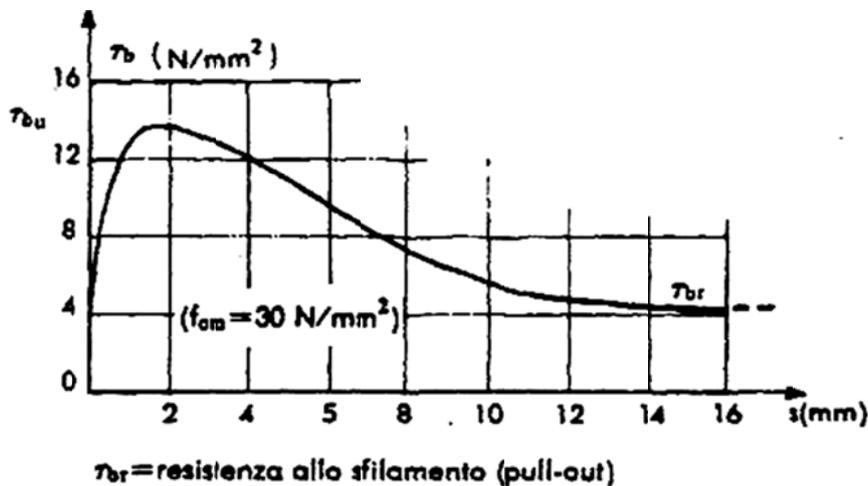


Figura 5.27. Legame sperimentale di Elgehausen, Popov e Bertero.

In particolare dal lavoro degli autori si evince che il legame di aderenza è influenzato dalla condizione di sollecitazione del calcestruzzo, che può trovarsi in trazione (prova su un tirante) o in compressione (prova di pull-out), dalla resistenza del calcestruzzo, dal copriferro (influenza la tensione resistente per splitting), dal diametro e interasse delle barre, dalla superficie delle barre, dalla distanza dalla sezione fessurata.

5.5 FESSURAZIONE DEGLI ELEMENTI IN CEMENTO ARMATO

Sulla base di quanto precedentemente introdotto, un elemento in calcestruzzo armato è caratterizzato dal fenomeno della fessurazione già a bassi livelli di carico. Tuttavia, il manifestarsi della fessurazione dell'elemento non coincide con una condizione di crisi perché è presente l'acciaio a cui viene trasferita la trazione che il calcestruzzo non è in grado di portare.

Il fenomeno della fessurazione negli elementi in c.a. è governato fondamentalmente dalla resistenza a trazione del calcestruzzo, dalla quantità di armatura e dal legame di aderenza attraverso cui gli sforzi si trasferiscono da un materiale all'altro. La modellazione del fenomeno fessurativo è indispensabile per le analisi non lineari degli elementi in c.a.

Nelle strutture in calcestruzzo prive di armature la rottura ha luogo per la formazione e successiva propagazione dell'unica fessura che si manifesta quando il limite di resistenza a trazione è superato. Nelle strutture in calcestruzzo armato, invece, sebbene la fessura si formi al superamento della resistenza a trazione del calcestruzzo, sia l'ampiezza delle fessure che la successiva propagazione nell'elemento sono influenzate dalla presenza di armatura. Per tale motivo nello studio delle strutture in calcestruzzo armato è necessario tenere ben presente il quantitativo di armatura. Il diverso quantitativo di armatura, spesso indicato con la percentuale geometrica $\rho = A_s/A_c$, può dare luogo a comportamenti strutturali, sia in esercizio che a rottura, molto diversi tra loro.

Per comprendere il fenomeno fessurativo si consideri un tirante di calcestruzzo armato con sezione A_c e armatura A_s sottoposto ad una forza di trazione applicata all'armatura, come mostrato in Figura 5.28.

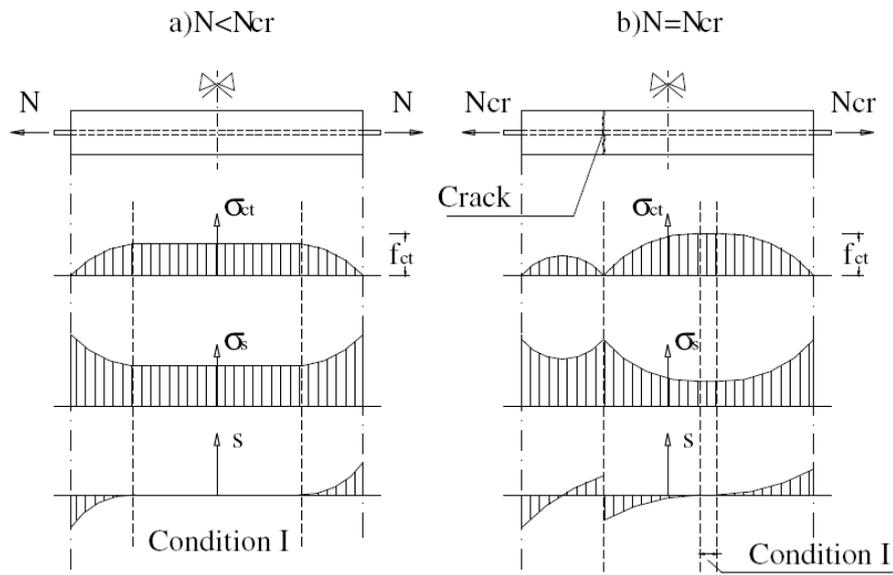


Figura 5.28. Tirante in calcestruzzo.

Tutte le sezioni risultano quindi sottoposte a trazione uniforme. Man mano che lo sforzo di trazione aumenta, e fino al raggiungimento dello sforzo normale di

fessurazione N_{cr} , la distribuzione delle tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio è affine alla condizione I riportata nella Figura 5.28, cioè lo sforzo si trasferisce dalla barra di armatura al calcestruzzo riducendo la tensione nell'acciaio. Nel momento in cui N supererà il valore di N_{cr} , in una qualsiasi generica sezione del tirante si avrà la formazione di una fessura. In corrispondenza della fessura, la tensione nel calcestruzzo si annulla, ma poi mediante il trasferimento delle tensioni per aderenza, aumenta man mano che ci si allontana da essa.

Quando il trasferimento dello sforzo di trazione dalla sola barra (in corrispondenza della fessura) al calcestruzzo, mediante l'aderenza, porta la tensione nel calcestruzzo ad uguagliare nuovamente la tensione alla resistenza a trazione si ha la formazione di una nuova lesione. La condizione perché si verifichi la formazione di una nuova lesione è sintetizzata dalla seguente relazione:

$$p \int_0^a \tau_b(x) dx \geq A_c f_{ct}$$

Dove:

- a è la distanza tra due fessure successive;
- $\tau_b(x)$ rappresenta la tensione di aderenza, come rappresentato in Figura 5.29;
- p è il perimetro della barra d'acciaio;
- $p \int_0^a \tau_b(x) dx$ indica la forza totale di aderenza tra l'acciaio e il calcestruzzo;
- $A_c f_{ct}$ rappresenta la resistenza unitaria a trazione del calcestruzzo.

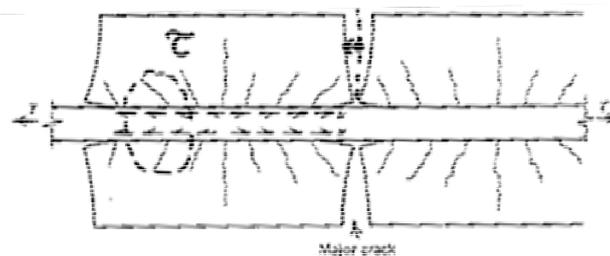


Figura 5.29 Tensioni di aderenza (τ).

Ponendo il segno di uguaglianza nella relazione, definendo così la condizione per cui la massima risultante delle forze di aderenza barra-calcestruzzo è pari alla resistenza massima del calcestruzzo, si ricava il valore minimo della distanza tra le fessure a_{min} misurata a partire dalla precedente lesione. Ipotizzando la tensione di aderenza come costante si ha:

$$a_{min} = \frac{A_c f_{ct}}{n \pi \phi \tau_b}$$

con n che indica il numero di barre di armatura.

Per ovvie ragioni di simmetria una successiva lesione potrà formarsi soltanto se $a < d/2$ essendo d la distanza tra le precedenti due lesioni. Questo fa sì che la distanza massima tra due lesioni sia:

$$a_{max} = 2a_{min} = 2 \frac{A_c f_{ct}}{n \pi \phi \tau_b}$$

Esplicitando alcuni termini si ha:

$$\pi \phi = \frac{4 A_s}{\phi}$$

$$\rho_s = \frac{n A_s}{A_c}$$

Sostituendo le relazioni appena esplicitate si ha che la distanza massima tra le fessure è:

$$a_{max} = 2 \frac{A_c f_{ct}}{n \frac{4 A_s}{\phi} \tau_b} = \frac{1}{2} \frac{\phi f_{ct}}{\rho_s \tau_b}$$

In conclusione nell'intorno di una fessura per una distanza pari a $2a_{min}$ le tensioni nel calcestruzzo diminuiscono fino ad annullarsi sulla fessura dove invece l'acciaio assume la tensione massima pari a N/A_s , come illustrato in Figura 5.30.

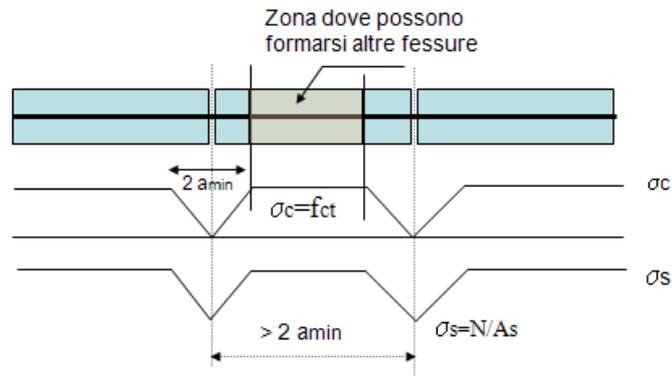


Figura 5.30. Stato tensionale nel tirante fessurato.

La condizione per cui tra due fessure non se ne formi un'altra è che la loro mutua distanza sia $a \leq 2a_{min}$. La distanza massima tra due fessure è dunque $a_{max} = 2a_{min}$.

Una volta formata una lesione la sua entità w (apertura) è evidentemente legata alla differente deformazione dell'acciaio e del calcestruzzo. Dunque appare logico determinare w come differenza tra allungamento dell'acciaio e l'allungamento del calcestruzzo. In genere quest'ultimo è così piccolo da poter essere trascurato e quindi l'ampiezza della lesione può approssimativamente essere calcolata come segue:

$$w_{max} = 2 \int_0^{\frac{a_{max}}{2}} \varepsilon_s dx$$

Con riferimento alle condizioni di servizio l'acciaio può essere considerato a comportamento elastico, per cui $\varepsilon_s = \sigma_s / E_s$. Nell'ipotesi di distribuzione uniforme delle tensioni τ_b , la tensione nell'acciaio alla distanza x dalla fessura risulta essere:

$$\sigma_s(x) = \sigma_s - \frac{n\pi\phi\tau_b}{A_s}$$

Quindi il valore massimo dell'ampiezza delle fessure w , può essere scritta come:

$$w_{max} = 2 \int_0^{a_{max}} \left[\frac{\sigma_s}{E_s} - \frac{n\pi\phi\tau_b}{E_s A_s} \right] dx$$

Da cui:

$$w_{max} = 2 \int_0^{a_{max}} \left[\frac{\sigma_s}{E_s} - \frac{n\pi\phi\tau_b}{E_s A_s} \right] dx = \frac{\sigma_s}{E_s} a_{max} - \frac{n\pi\phi\tau_b}{E_s A_s} \cdot \frac{a_{max}^2}{4}$$

Mettendo in evidenza la deformazione dell'acciaio e sostituendo ρ_s e $\pi\phi$ si ha:

$$\begin{aligned} w_{max} &= \frac{\sigma_s}{E_s} \left(1 - \frac{4a_s}{\phi} \frac{\tau_b}{E_s A_s} \frac{a_{max}}{4} \right) a_{max} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left(1 - \frac{I}{2\phi} \frac{\tau_b}{\sigma_s} \frac{f_{ct}\phi}{\tau_b \rho_s} \right) a_{max} = \\ &= \frac{\sigma_s}{E_s} \left(1 - \frac{f_{ct}}{2\sigma_s \rho_s} \right) a_{max} = \varepsilon_{max} \cdot a_{max} \end{aligned}$$

Dunque l'apertura della fessura massima risulta essere proporzionale alla deformazione media nell'acciaio per la distanza massima tra due fessure successive.

La deformazione media dell'acciaio è a sua volta data dalla deformazione dell'acciaio in prossimità della fessura diminuita del contributo irrigidente del calcestruzzo. Quest'ultimo è spesso indicato in letteratura come Tension-Stiffening effect ed è rappresentato dal termine sottrattivo in parentesi dell'espressione di w_{max} :

$$\frac{f_{ct}}{2\sigma_s \rho_s} = \text{Tension Stiffening Effect}$$

Di seguito si descrivono i metodi disponibili in letteratura per tener conto del tension stiffening nelle analisi non lineari delle strutture in cemento armato.

In generale questo fenomeno può essere considerato per qualsiasi tipo di analisi, modificando i legami costitutivi:

- del calcestruzzo a trazione, in particolare, modificando il ramo di softening;
- dell'acciaio a trazione, in particolare considerando che la sollecitazione sia quella che agisce nella sezione fessurata e la deformazione quella media di

un concio compreso tra due fessure contigue;
– introducendo un legame di interfaccia (aderenza) tra barra di acciaio e calcestruzzo o un legame di interfaccia in corrispondenza di fessure discrete. Si deve tenere conto che l'ultimo approccio non è di agevole implementazione per gli elementi strutturali bi e tridimensionali e soprattutto quando il numero delle barre è elevato, mentre è generalmente utilizzato per studiare in dettaglio singoli elementi monodimensionali.

5.5.1 Modifica del legame costitutivo del calcestruzzo teso

Come già introdotto nel paragrafo 5.2.2 il comportamento del calcestruzzo in trazione si può assumere lineare o bi-lineare fino al valore della resistenza a trazione f_{ct} : $f_{ct}(\varepsilon) = E_{ct}(\varepsilon)$

Dopo la fessurazione, il calcestruzzo riesce ad assorbire ancora sforzi di trazione per effetto dell'ingranamento degli inerti; tale fenomeno va sotto il nome di tension softening, che, però, si esaurisce velocemente all'aumentare della deformazione e quindi dell'apertura della fessura. Negli elementi in cemento armato, il comportamento a trazione, dopo la fessurazione, è profondamente influenzato, invece, dalla presenza dell'armatura e dell'aderenza, che in sintesi determinano il tension stiffening. Alcuni modelli presenti in letteratura per effettuare le analisi lineari e non lineari delle strutture in cemento armato consentono di modificare il legame costitutivo a trazione del calcestruzzo per portare in conto la presenza sia del tension stiffening che del tension softening.

Ad esempio, già dagli anni '70, (Scanlon, 1971, Lin e Scordelis, 1975) hanno proposto dei legami costitutivi per il calcestruzzo teso che integrano il tension stiffening.

Il modello di Scanlon (1971) propone un'approssimazione lineare a tratti del diagramma tensione-deformazione per il calcestruzzo teso compreso tra due

fessure adiacenti, per tener conto dell'effetto di tension stiffening e della riduzione di tale effetto al progredire della fessurazione (Figura 5.31):

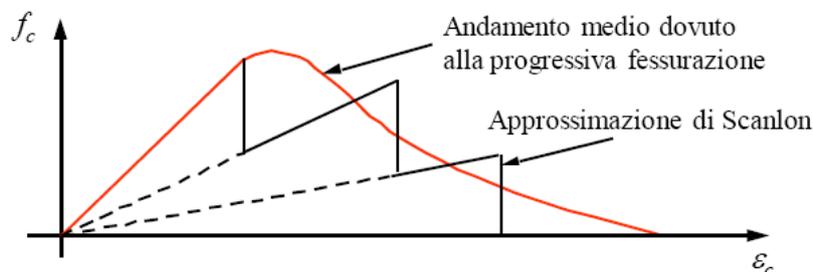


Figura 5.31. Modello di Scanlon per il calcestruzzo teso.

Il modello di Lin e Scordelis (1975) è stato proposto nell'analisi agli elementi finiti di lastre in calcestruzzo armato, (Figura 5.32) utilizzando un'approssimazione lineare dei tratti del diagramma tensione-deformazione per il calcestruzzo teso.

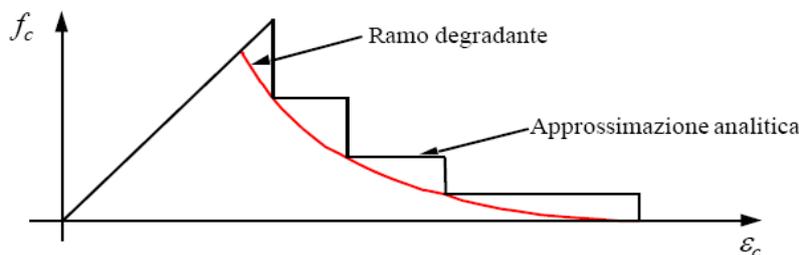


Figura 5.32. Modello di Lin e Scordelis.

Altri autori (Carreira e Chu, 1986) propongono la seguente formulazione analitica, del tratto di softening:

$$\sigma_{ct}(\varepsilon) = \frac{\beta f_t \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{ct}} \right)}{\beta - 1 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{ct}} \right)^\beta}$$

dove ε_{ct} è la deformazione corrispondente alla tensione di picco f_t mentre il parametro β è tarato dagli autori in funzione di alcuni risultati sperimentali, e varia da 1.45 a 2.26. Nella Figura 5.33 è riportata l'equazione per diversi valori del parametro β . Come illustrato nel grafico, per $\beta=1$, il comportamento del

calcestruzzo teso diventa elastico-perfettamente plastico.

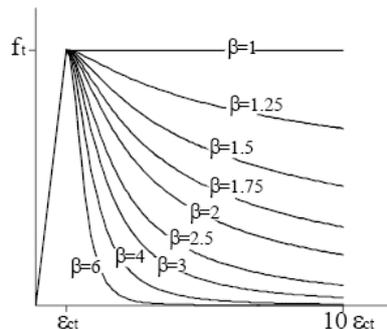


Figura 5.33. Legame costitutivo del calcestruzzo teso.

Alcuni anni dopo, Prakhya e Morley (1990) suggeriscono che il parametro β , debba tener conto di alcuni dei fattori che influenzano il fenomeno del tension stiffening e propongono la seguente relazione:

$$\beta = (\rho_t)^{x_1} (S_L c)^{-x_2} \left(\frac{c}{s}\right)^{x_3}$$

dove:

$$\rho_t = \frac{100 a_s}{b(h - x_c)}$$

Nella quale x_c è la posizione dell'asse neutro, valutata trascurando la resistenza del calcestruzzo teso, c il copriferro, S_L è la superficie specifica dell'armatura in trazione e s la distanza tra le barre. I parametri x_1 , x_2 e x_3 sono calibrati con i risultati di alcune prove sperimentali e valgono, rispettivamente, 0.3660, 0.3436 e 0.1460.

Il parametro β assume diversi valori a secondo della percentuale geometrica di armatura tesa ρ_t , per diversi valori della percentuale α di armatura compressa rispetto a quella tesa e per diversi valori dell'altezza h della sezione trasversale in cemento armato.

Il modello di tension stiffening proposto da Vecchio (2000) si dimostra più innovativo. Nella prima versione di Vecchio e Collins (1986), il legame costitutivo del calcestruzzo teso è costituito dal un primo ramo elastico e da un

ramo di softening la cui espressione analitica è:

$$\sigma_{ct}(\varepsilon) = \frac{f_t}{1 + \sqrt{c_t \varepsilon_{ct}}} \quad \text{per } \varepsilon > \varepsilon_{ct}$$

dove c_t è pari a 200 nel caso di pannelli in cemento armato e 500 nel caso di elementi trave. Nella Figura 5.34 viene riportato il legame proposto con i risultati sperimentali con cui è stato tarato il parametro c_t .

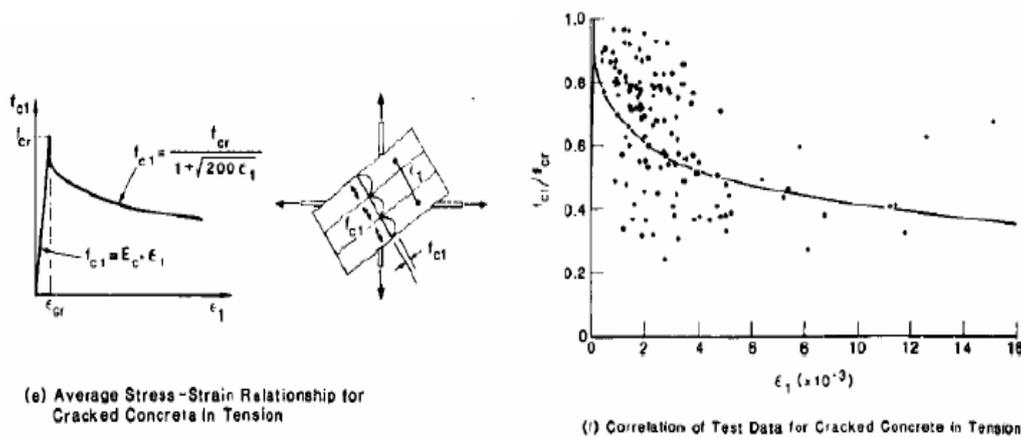


Figura 5.34. Legame costitutivo del calcestruzzo teso proposto da (Vecchio e Collins, 1986) e confronto con i risultati sperimentali.

Per valori alti della deformazione di trazione del calcestruzzo il fenomeno di ingranamento degli inerti si è ormai esaurito, quindi la resistenza residua a cui tende il valore della tensione di trazione del calcestruzzo rappresenta solo il fenomeno del tension stiffening. Collins e Mitchell, 1991, introducono nella formulazione di Vecchio e Collins (1986) i coefficienti α_1 e α_2 , per tener conto, rispettivamente, delle proprietà dell'aderenza delle barre e del tipo di carico, pertanto, l'equazione diventa:

$$\sigma_{ct}(\varepsilon) = \frac{f_t \alpha_1 \alpha_2}{1 + \sqrt{c_t \varepsilon_{ct}}}$$

Con:

α_1 pari a 1.0 per barre ad aderenza migliorata, 0.7 per barre lisce e 0 per barre non ancorate;

α_2 pari a 1.0 per carichi monotoni istantanei e 0.7 per carichi ciclici o permanenti.

Abrishami e Mitchell (1996) introducono un ulteriore parametro α_3 per tener conto della presenza di fessure da splitting:

$$\sigma_{ct}(\varepsilon) = \frac{f_t \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3}{1 + \sqrt{c_t \varepsilon_{ct}}}$$

Dai risultati di alcune prove sperimentali gli autori trovano che le fessure da splitting influiscono sul tension stiffening solo se il rapporto c/ϕ assume valori minori di 2.5, e propongono:

$$\alpha_3 = \begin{cases} 1 & \text{se } \frac{c}{d} > 2.5 \\ 0.8 \frac{c}{d} - 1 & \text{se } 1.25 \leq \frac{c}{d} \leq 2.5 \\ 0 & \text{se } \frac{c}{d} < 1.25 \end{cases}$$

Ultima modifica al legame di Vecchio e Collins (1986) è quella apportata da Bentz (1999). L'autore dimostra, sperimentalmente, che l'effetto del tension stiffening dipende dalla percentuale geometrica di armatura ρ e dal diametro della barra ϕ .

5.5.2 Modifica del legame costitutivo dell'acciaio teso

Un altro modo per tener conto del fenomeno del tension stiffening consiste nel considerare un legame costitutivo dell'acciaio modificato. Infatti, la deformazione media di un elemento in cemento armato sottoposto a trazione coincide con la deformazione media dell'acciaio ε_{sm} e si può scrivere come:

$$\varepsilon_{sm} = \varepsilon_s - \Delta\varepsilon_s = \varepsilon_s - \beta \Delta\varepsilon_{s,max}$$

dove ε_{sm} è la deformazione media della barra e β è un parametro che varia tra uno (prima della fessurazione) e zero (per tensione d'aderenza nulla).

Fu Johnson (1951), il primo ad introdurre il fenomeno del tension stiffening modificando il legame costitutivo dell'acciaio in fase elastica nella forma:

$$\varepsilon_{sm} = \varepsilon_s - \frac{\beta}{1+n\rho} \varepsilon_{sr} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left(1 - \frac{\beta}{1+n\rho} \frac{\sigma_{sr1}}{\sigma_s} \right)$$

dove β è il parametro del tension stiffening, n è il coefficiente di omogeneizzazione, ρ la percentuale geometrica di armatura tesa, σ_{sr1} la tensione nell'acciaio, nello stadio I, quando nella sezione agisce la sollecitazione che genera la prima fessurazione, σ_s la tensione nell'acciaio nello stadio II, sotto le azioni agenti e E_s il modulo di elasticità dell'acciaio. In letteratura sono presenti diverse formulazioni per il parametro β , tra le più utilizzate vi è la seguente:

$$\beta = \frac{\sigma_{sr1}}{\sigma_s}$$

dalla quale si evince che il tension stiffening è inversamente proporzionale alla sollecitazione nella barra, quindi alla percentuale d'armatura.

Nella versione del 1993 (Model Code 90) la legge che definisce il legame costitutivo dell'acciaio è stata estesa per considerare il fenomeno del tension stiffening anche dopo lo snervamento dell'acciaio teso. in particolare, è stato proposto un legame che si divide nelle quattro fasi illustrate nella Figura 5.35:
 fase I: calcestruzzo non fessurato, dove la deformazione media è pari alla deformazione dell'acciaio:

$$\varepsilon_{sm} = \varepsilon_{s1} \quad \text{per } 0 \leq \sigma_s \leq \sigma_{sr1}$$

fase II in cui si ha la formazione delle fessure:

$$\varepsilon_{sm} = \varepsilon_{s2} - \frac{\beta_t (\sigma_s - \sigma_{sr1}) + (\sigma_{srn} - \sigma_s)}{\sigma_{srn} - \sigma_{sr1}} (\sigma_{sr2} - \sigma_{sr1}) \quad \text{per } \sigma_{sr1} \leq \sigma_s \leq \sigma_{srn}$$

fase III in cui la fessurazione si è stabilizzata:

$$\varepsilon_{sm} = \varepsilon_{s2} - \beta (\sigma_{sr2} - \sigma_{sr1}) \quad \text{per } \sigma_{srn} \leq \sigma_s \leq f_y$$

fase IV è quella post-snervamento:

$$\varepsilon_{sm} = \varepsilon_{s2} - \beta(\sigma_{sr2} - \sigma_{sr1}) + \delta \left(1 - \frac{\sigma_{sr1}}{f_{sy}} \right) (\varepsilon_{s2} - \varepsilon_{sy}) \quad \text{per } f_{sy} \leq \sigma_s$$

ε_{s2} è la deformazione nell'acciaio relativa allo stadio II, ovvero ipotizzando che la sezione sia fessurata e che sia reagente il solo acciaio; σ_{sr2} è la tensione nell'acciaio, al momento della fessurazione, calcolata nello stadio II; σ_{sm} è la tensione nell'acciaio quando nella sezione agisce un momento flettente pari al momento di fessurazione stabilizzata; $\beta_t = \beta_1 \beta_2$, δ è un coefficiente che tiene conto del rapporto d'incrudimento e della tensione di snervamento.

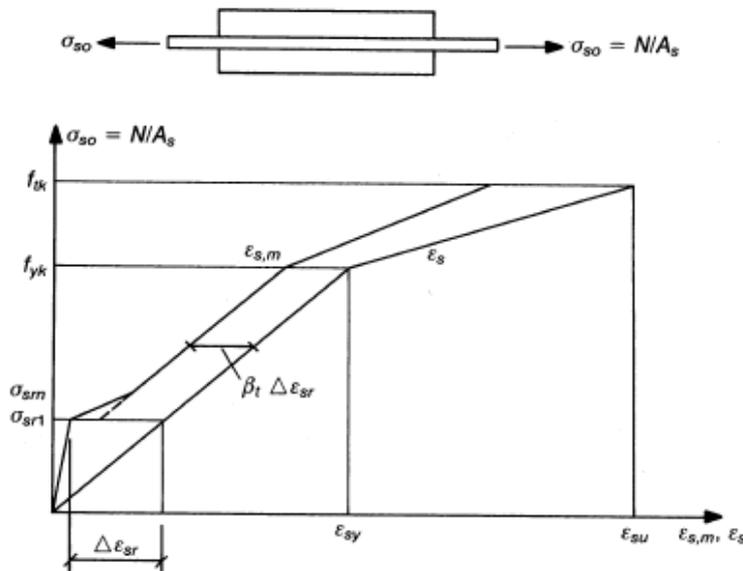


Figura 5.35. Legame utilizzato CEB FIP.

Secondo le indicazioni del Model Code90 la fessurazione può considerarsi stabilizzata quando l'acciaio teso è sottoposto a uno stato di trazione pari a:

$$\sigma_{srn} = 1.3 \sigma_{sr1}$$

Un esempio di legame tensione-deformazione modificato per l'acciaio, al fine di tenere conto dell'effetto di *tension stiffening*, è stato proposto anche da Gilbert e Warner (1978), i quali hanno messo in evidenza, tramite simulazione

numerica, che i risultati ottenuti sono attendibili quanto quelli ricavati modificando la legge costitutiva del calcestruzzo teso. In Figura 5.36, è riportato un diagramma relativo al caso in cui le armature sono ortogonali alle fessure.

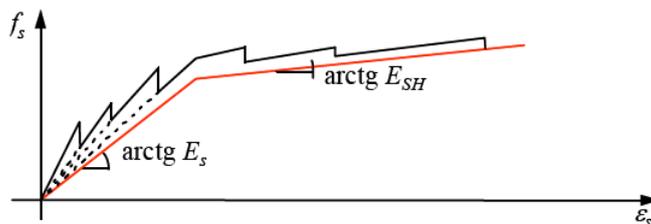


Figura 5.36. Modello Gilbert e Warner (1978) per l'acciaio.

5.6 MODELLI DI FESSURAZIONE

Negli ultimi cinquanta anni sono stati sviluppati numerosi modelli per rappresentare la fessurazione degli elementi in c.a. nelle analisi agli elementi finiti; identificando sostanzialmente tre problemi.

Un primo problema è quello di definire il criterio per individuare la condizione di prima fessurazione ed è possibile dire che la maggioranza dei modelli utilizza un criterio legato alla resistenza a trazione del materiale il cui superamento coincide con la prima fessurazione.

Un secondo problema è quello della rappresentazione della fessura e la letteratura scientifica ha individuato due metodi fondamentali della rappresentazione della fessura:

- modelli a fessurazione discreta (discrete crack model)
- modelli a fessurazione concentrata (smeared crack model).

Questi due modelli saranno trattati sinteticamente nei paragrafi successivi.

l'altro aspetto della modellazione è quello legato alla propagazione della fessura nell'elemento in c.a ed anche in questo caso sono stati individuati due criteri:

- criterio di resistenza;

– criterio dell'energia di frattura.

Il criterio di resistenza è legato al comportamento dei materiali (calcestruzzo e acciaio) e alla loro interazione. Il criterio dell'energia di frattura mette in relazione il rilascio di energia di frattura del calcestruzzo G_f o, equivalentemente, il parametro stress-intensity factor K_I con la formazione e propagazione delle fessure.

5.6.1 Modelli a fessurazione discreta (*discrete crack model*)

Uno dei primi modelli a fessurazione discreta per le strutture in c.a mediante la tecnica di analisi agli elementi finiti è stato sviluppata da Ngo, Scordelis e Franklin (1970) per condurre un'analisi lineare elastica di travi con un preciso andamento fessurativo. Lo scopo di tale studio è stato quello di determinare le tensioni normali e tangenziali nel calcestruzzo e nell'acciaio per una particolare configurazione di fessure. Infatti le fessure sono state modellate come sconnessione tra gli elementi mediante l'inserimento di appositi punti nodali come si evince dalla Figura 5.37:

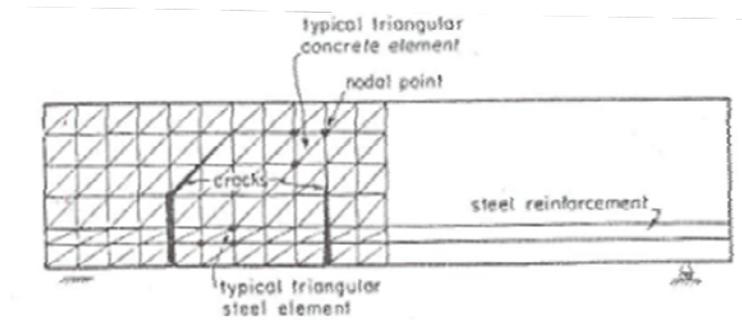


Figura 5.37. Modello agli elementi finiti secondo Ngo & Scordelis.

Successivamente questo studio è stato ampliato inserendo anche il contributo delle staffe, dell'ingranamento degli inerti e dell'armatura longitudinale presente nelle travi; in particolare per simulare l'effetto ingranamento degli inerti lungo la fessura venivano poste delle molle o altri eventuali elementi di collegamento (Figura 5.38).



Figura 5.38. Rappresentazione dell'ingranamento inerti.

Lo stesso approccio era stato introdotto ma in forma applicativa diversa da Nilson (1968), che introduceva la fessurazione in base alle tensioni medie presenti in due elementi adiacenti. Quando questo valore medio delle tensioni superava la resistenza a trazione del calcestruzzo si verificava una sconnessione degli elementi. Questa sconnessione viene importata in modo differente a secondo che la fessura si formi all'estremità della trave o internamente alla trave stessa, come si evidenzia dalla Figura 5.39.

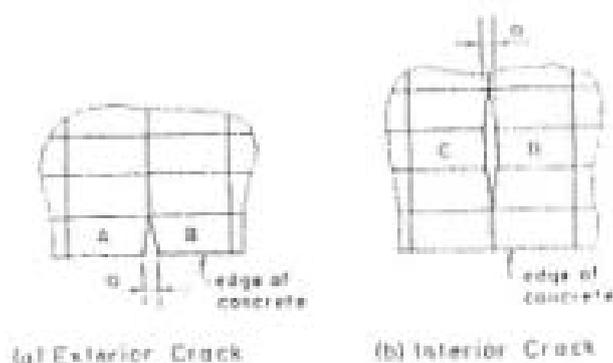


Figura 5.39. Sviluppo della fessura esterna ed interna.

Questo studio, poi, è stato ulteriormente sviluppato da Mufti (1972), il quale in corrispondenza della posizione della fessura ha definito per ogni punto due nodi, e, come in precedenza quando la tensione supera la resistenza a trazione, si verifica una sconnessione degli elementi e si realizza l'apertura della fessura.

Successivamente Al-Mahaidi (1979) ha definito quattro nodi per ogni singolo punto; in sintesi due nodi schematizzano la fessurazione in una sola direzione, quattro nodi schematizzano la fessurazione in due direzioni come mostrato in Figura 5.40.

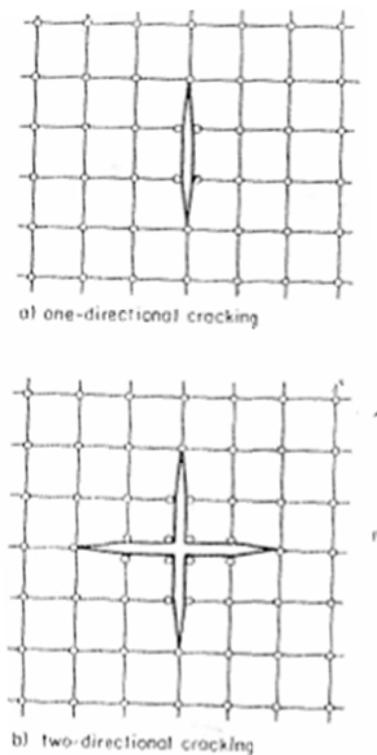


Figura 5.40. Separazione dei punti utilizzando due o quattro nodi coincidenti.

L'effetto ingranamento inerti nel modello a fessurazione discreta viene rappresentato attraverso l'utilizzo di opportuni elementi di collegamento posti alle interfacce della fessura per controllare il comportamento della fessura stessa non appena le due facce iniziano a scorrere tra loro. La rigidità di tali elementi di collegamento tende a diminuire all'aumentare dell'apertura della fessura.

Chiaramente risulta evidente che l'utilizzo dei modelli a fessurazione discreta è limitato in quanto ci sono degli svantaggi. Uno degli svantaggi principali è la ridefinizione di volta in volta della topologia dei nodi, nonché la variazione

della mesh. Inoltre, con la variazione della mesh è necessario ridefinire ogni volta la matrice di rigidezza e ciò comporta notevoli sforzi computazionali. Pertanto questo modello è attendibile sostanzialmente negli elementi caratterizzati da poche fessure e l'onere computazionale è molto elevato per sistemi strutturali estesi (telai, edifici, ecc...).

5.6.2 Modelli a fessurazione diffusa (smeared crack model)

Gli svantaggi emersi dal modello a fessurazione discreta come la variazione della mesh vengono invece eliminati nella modellazione a fessurazione diffusa. Il modello a fessurazione diffusa, infatti, non introduce la singola fessura, ma simula l'effetto di una serie di fessure diffuse perpendicolari alla direzione principale di tensione; queste fessure possono avere direzione fissata in funzione della direzione di apertura della fessura (smeared fixed crack model) o variabile in funzione dell'andamento delle tensioni principali (smeared rotating crack model). Inoltre, presuppone la perfetta aderenza tra calcestruzzo e acciaio per garantire la continuità degli spostamenti nel sistema globale di riferimento. Questo ovviamente porta a sottostimare la tensione nell'acciaio, che invece è variabile da un massimo in corrispondenza della fessura ad un minimo a metà tra due fessure.

Il modello a fessurazione diffusa è stato applicato inizialmente da Rashid (1968) che ha considerato il calcestruzzo fessurato come un materiale ortotropo, cioè un materiale che non presenta le stesse caratteristiche nelle tre direzioni principali. Una volta che si è verificata la fessurazione (di solito definita quando il valore della tensione di trazione supera la resistenza a trazione del materiale), il modulo di elasticità E si porta a zero nella direzione perpendicolare (direzione 1) alla direzione principale di trazione (direzione 2). La matrice costitutiva definita per stati di tensione piana risulta come di seguito indicata:

$$\begin{Bmatrix} d\sigma_1 \\ d\sigma_2 \\ d\tau_{12} \end{Bmatrix} = \begin{vmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & E & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{vmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} d\varepsilon_1 \\ d\varepsilon_2 \\ d\gamma_{12} \end{Bmatrix}$$

Come si può notare il modulo a taglio G è pari a zero e l'effetto del coefficiente di Poisson non viene considerato a causa della mancata interazione tra le due direzioni principali dopo la fessurazione.

Questa procedura piuttosto che rappresentare una singola fessura ha il vantaggio di rappresentare fessure distribuite perpendicolari alla tensione principale di trazione (Figura 5.41).

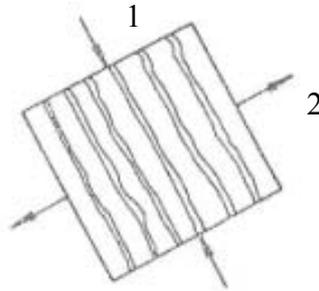


Figura 5.41. Schematizzazione delle fessure distribuite.

Talvolta i modelli a fessurazione diffusa introdotti dall'equazione precedente non considerando quindi la presenza del modulo a taglio G comportano delle notevoli difficoltà numeriche. Per questa ragione è stato reinserito (Hand et al. (1973), Lin e Scorderlis (1975)) il modulo a taglio G nella matrice costitutiva mediante un fattore di riduzione β .

$$\begin{Bmatrix} d\sigma_1 \\ d\sigma_2 \\ d\tau_{12} \end{Bmatrix} = \begin{vmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & E & 0 \\ 0 & 0 & \beta G \end{vmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} d\varepsilon_1 \\ d\varepsilon_2 \\ d\gamma_{12} \end{Bmatrix}$$

L'utilizzo del modulo a taglio βG (essendo $0 \leq \beta \leq 1$) non solo rimuove eventuali difficoltà numeriche ma migliora il reale andamento fessurativo generato mediante un'analisi agli elementi finiti. Questo modulo a taglio βG ha un ulteriore vantaggio che è quello di eliminare la singolarità che si genera quando

tutti gli elementi che circondano un dato nodo si fessurano nella stessa direzione. Il valore di β , inoltre, presenta un limite inferiore ($\beta > 0$) che dipende dal tipo di struttura, tipo di carico, e dall'accuratezza della rappresentazione numerica. L'utilizzo del modulo a taglio βG come specificato da vari autori, serve a tener conto dell'effetto ingranamento degli inerti che si verifica non appena si apre la fessura. Altri studiosi, invece, tengono in conto l'effetto Poisson prendendo in considerazione il modulo di elasticità parallelo alla fessura sostituendo E con $\frac{E}{(1-\nu^2)}$.

In Crisfield et al. (1988) gli autori analizzano il comportamento dei due diversi modelli: lo smeared fixed crack model e lo smeared rotating crack model in cui lo shear retraction factor β viene considerato rispettivamente fisso per il primo modello e funzione dello stato tensionale nel secondo caso. Gli autori osservano l'efficacia dei due modelli affermando che nella maggior parte dei casi lo smeared fixed crack model tende a sovrastimare il valore del carico di collasso; invece, lo smeared rotating crack model raggiunge valori di carico sempre minori o al limite uguali a quelli dello smeared fixed crack model, anche se in questo caso il modello tende lo stesso a sovrastimare il carico di rottura.

In Balakrishnan et al. (1988) gli autori presentano un modello di smeared fixed crack model in cui modellano il calcestruzzo sia a trazione che a compressione, dividendo il diagramma in cinque regioni: due per la trazione e tre per la compressione e chiamandole "damage regions"; per quanto riguarda la fessurazione essi affermano che il modulo a taglio G resta costante fino alla fessurazione dopo di che decresce, tendendo asintoticamente a zero. Per quanto riguarda β gli autori consigliano di non considerare valori al di sotto di 0.05. Inoltre, considerano nel modello l'effetto del tension stiffening e del tension softening, l'apertura delle fessure, assumendo che il materiale sia ortotropo; gli

autori affermano che per lo smeared crack model la variazione dello shear refection factor influenza poco il modello, soprattutto se la rottura avviene per l'acciaio. Inoltre gli autori osservano che lo smeared fixed crack model viene utilizzato per elementi non armati a taglio o armati in un'unica direzione per i quali non si verificano apprezzabili rotazioni delle fessure; viceversa lo smeared rotating crack model viene utilizzato per gli elementi con armatura in due direzioni, elementi per i quali la rotazione della fessura è più evidente.

In Balakrishnan et al. (1988) gli autori osservano che i modelli agli elementi finiti sono influenzati da una serie di parametri quali: criteri di convergenza, dimensione della mesh, modellazione dei materiali, tipo di elemento numerico scelto e di conseguenza numero di nodi in cui è divisa la mesh, presenza o assenza dello scorrimento per aderenza, passi di carico. Gli autori provano una serie di travi con caratteristiche geometriche e di armatura differenti tra di loro e raggiungono la conclusione che: sia la mesh, che i passi di carico devono essere i più piccoli possibile e si devono adottare criteri di convergenza con piccole tolleranze altrimenti i modelli tendono a sovrastimare la resistenza dell'elemento; i modelli dei materiali devono essere tale da poter contenere alcuni fattori quali la riduzione della resistenza a compressione in funzione della fessurazione ortogonale, il tension softening, la riduzione del modulo di taglio con deformazioni di trazione lo strain hardening e softening in compressione, l'incremento di duttilità dovuta al confinamento.

In Wang et al. (2001) gli autori analizzano un modello agli elementi finiti tipo smeared fixed crack model introducendo:

- la modellazione del calcestruzzo sia a compressione che a trazione;
- il tension softening per il calcestruzzo a compressione;
- il tension stiffening nel calcestruzzo a trazione sul modello di quello di Vecchio & Collins e suggeriscono l'introduzione di un piccolo plateau

subito dopo la fessurazione in caso di problemi di convergenza numerica del modello;

- uno stato tensionale medio dell'acciaio che tiene in conto della fessurazione, e quindi del diverso stato tensionale dell'armatura sulla fessura prima e dopo la fessurazione mediante un parametro B funzione della percentuale di armatura ρ e del rapporto tra la tensione di trazione del calcestruzzo e la tensione di snervamento dell'acciaio;
- un modulo di taglio variabile dopo la fessurazione in funzione dello stato

tensionale governato dalla seguente equazione: $G = \frac{(\sigma_1 - \sigma_2)}{2(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)}$.

Gli autori osservano il funzionamento affidabile del modello paragonandolo con una campagna sperimentale svolta su cento pannelli

5.7 BIBLIOGRAFIA

Abrishami H.H., Mitchell, D., 1996. Influence of Splitting Cracks on Tension Stiffening, ACI Structural Journal, vol. 93 n°6, pp. 703-710.

Al-Mahaidi, 1979. Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Deep Members, Research Report n°79-1 Dept.of Structural Engineering, Cornell University, January 1979.

Balakrishnan S., Murray D. W., 1988. Concrete constitutive model for NLFE analysis of structures. Journal of Structural Engineering, Vol. 114, No. 7, July, 1988, pp. 1449-1466

Balakrishnan S., Elwi E. A., Murray D. W. 1988. Effect of modeling on nlfe analysis of concrete structures. Journal of Structural Engineering, Vol. 114, No. 7, July, 1988, pp. 1467-1487

Bauschinger J., 1887. Variations in the Elastic Limit of Iron and Steel. The Journal of the Iron and Steel Institute 12, pp. 442-444.

Bazant Z., Oh. B., 1983. Crack Band Theory for Fracture of Concrete. Material Construction (RILEM) 16, pp. 155-177.

Bazant Z., Pfeiffer P.A., 1988. Determination of fracture energy from size effect and brittleness numbers. ACI Materials Journal (Nov.-Dic. 1987), pp. 463-480

Bazant Z., Sener S., 1988. Size Effect in Pullout Tests. ACI Materials Journal (Sept.-Oct. 1988), pp. 347-351

Bentz E.C., 1999. Sectional Analysis of Reinforced Concrete Members. Ph.D. Thesis, Department of Civil Engineering, University of Toronto, 310, 1999

Carreira D. J., Kuang-Han Chu. 1985. Stress-strain relationship for plain concrete in Compression. ACI Structural Journal, Vol. 82, n°6.

CEB, 1998. Ductility of reinforced concrete structures, Bulletin d'Information n°242.

CEB 213/214, 1993. CEB FIP Model Code 90. Thomas Telford Ltd, London.

Collins M.P., Mitchell D.: Prestressed Concrete Structures, Prentice Hall, 1991

Cosenza E., Prota A., 2009. Experimental behaviour and numerical modelling of smooth steel bars under compression. Journal of Earthquake Engineering, Vol. 10, n. 3, pp. 313-329.

Cosenza E., Manfredi G., Pecce M., 2008. Strutture in cemento armato: Basi della progettazione, Ulrico Hoepli Editore.

Crisfield M. A., Wills J., 1989. Analysis of R/C panels using different concrete models. Journal of Engineering Mechanics, Vol. 115, No. 3, pp. 578-597, March 1989.

Dulacska H. 1972. Dowel action of reinforcement crossing cracks in concrete. Journal of the American Concrete Institute, vol. 62, n°12, December 1972

Eligehausen R., Popov E.P., Bertero V.V., 1983. Local bond stress-slip relationships of deformed bars under generalized excitations", Report No. UCB/EERC 83-23, Univ. of California, Berkeley (Ca, USA).

Eurocodice 2, 2004. Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings, ENV 1992-1-1, 2004E

Fenwick R. C., Pauley t., 1968. Mechanism of shear resistance of concrete beams. Journal of the structural division, ASCE, vol. 94, n°ST10, Proceeding, Paper 2325, October 1968, pp.2324-2350.

Fib Bulletin 55, 2010. Model Code 2010, First complete draft – Volume 1, 2010

Gilbert R.I., Warner R.F., 1979. Nonlinear analysis of reinforced concrete slabs

with tension stiffening. UNICIV Report n° R-167, University of New South Wales, Kensington, N.S.W., Australia.

Hand F. R., Pecknold D. A. e Schnobrich W. C., 1973. Nonlinear Layered analysis of RC plates and shells. Journal of the structural division, ASCE, vol.99, n°ST7, Proc. Paper 9860, pp. 1491-1505, July 1973.

Johnson A. I., 1951. Deformations of Reinforced Concrete, International association for Bridge and Structural Engineering (IABSE) Publications, Vol. 11.

Kent D. C., Park R., 1971. Flexural members with Confined Concrete. Journal of the structural Division. ASCE, vol. 97, n°ST7, proc. Paper 8243, pp. 1969-1990 July 1971

Kupfer H., Hilsdorf H. K. , Rusch H., 1969. Behavior of Concrete under Biaxial Stresses. ACI Journal vol. 66 n°8, 656-666.

Kupfer B. H., Gerstle K. H., 1973. Behavior of concrete under biaxial stresses, J. Engr. Mech. Div. Proc. ASCE 99 EM4, pp. 853-866.

Lin C.S., Scordelis A., 1975. Nonlinear analysis of RC shells of general form. Journal of Structural Division, ASCE, n° ST3, Proc. Paper 11164, Marzo 1975

Lowes L.N., Moehle J.P., 1999. Evaluation and Retorfit of Beam-Column T-Joints in Older Reinforced Concrete Bridge Structures. ACI Structural Journal vol. 96, pp. 519-532.

Ma S-Y.M., Bertero V.V., Popov E.P., 1976. Experimental and Analytical Studies of the Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Rectangular and T-Beams. Report No. EERC-76-2. Berkeley: EERC, University of California.

Mander J. B., Priestley M. J. N., Park R., 1988. Observed strain model for confined concrete, Journal of structural Engineering, ASCE, No 8, vol. 114, pp. 1827-1849.

Manfredi G., Pecce M., 1996. Behavior of bond between concrete and steel in a large post-yielding field”, *Materials and Structures/Matériaux et Constructions*, Vol. 29, pp. 506-513.

Mansour M., 2001. Behavior of reinforced concrete membrane elements under cyclic shear: Experiments to theory. PhD dissertation, Univ. of Houston, Houston.

Menegotto M., Pinto P., 1973. Method of Analysis of Cyclically Loaded Reinforced Concrete Plane Frames Including Changes in Geometry and Nonelastic Behavior of Elements Under Combined Normal Geometry and Nonelastic Behavior of Elements Under Combined Normal Force and Bending. *Proceedings of the IABSE Symposium on the Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well-Defined Repeated Loads*. Lisbon, 1973.

Min. LL. PP., DM 14 gennaio 2008: Norme Tecniche per le costruzioni (NTC), *Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana*, n°29, 2008

Monti G, Nuti C., 1992. Nonlinear cyclic behaviour of reinforcing bars including buckling. *Journal of Structural Engineering, ASCE*, vol. 118, n°12, pp. 3268-3284.

Mufti A. A., Mirza M. S., McCutcheon J. O., and Houde J., 1972. A Study of the Nonlinear Behavior of Structural Concrete Elements. *Proc. Of the Specialty Conference of Finite Element Method in Civil Engineering*, Montreal, Canada 1972.

Nilson A. H., 1968. Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete by the finite element Method, *Journal of the American Concrete Institute* Vol.65 n°9, pp. 757-766.

Ngo D., Scordelis A. C., Franklin H. A., 1970. *Finite Element Study of*

Reinforced Concrete Beams with Diagonal tension Cracks. UC-SESM Report n°70-19, University of California at Berkeley.

Popovics S., 1973. A review of stress-strain relationships for concrete, ACI Journal, vol. 67, pp. 243-248.

Prakhya G.K., Morley C.T., 1990. Tension stiffening and moment-curvature relations for reinforced concrete elements. ACI Struct J 87(5), pp. 597-605.

Prota A., De Cicco F., Cosenza E., 2008. Cyclic Behavior of Smooth Steel Reinforcing Bars: Experimental Analysis and Modeling Issues. Journal of Earthquake Engineering, vol. 13, n° 4, pp. 500-519.

Ramberg W., Osgood W. R., 1943. description of stress strain curves by three parameters, Technical Note n°902, national Advisory Committee For aeronautics, Washington DC.

Rashid Y. R., 1968. Analysis of Prestressed Concrete Pressure Vessels. Nuclear Engineering and Design, Vol.7, n°4, pp. 334-344.

Saenz L. P., 1994. Discussion of equation for the stress-strain curve of concrete, by Desayi and Krishnan, ACI Journal Proc. 61, pp. 1229-1235.

Scanlon A., 1972. Time-dependent deflection of reinforced concrete slab. Structural Engineering Research Report n°38, Dept. of Civil Engineering, University of Alberta, Edmonton, Canada, pp. 71-114.

Sinha B. P., Gerstle K. H., Tulin L. G., 1964. Stress-strain relations for concrete under cycling loading. Journal of the America Concrete Institute, Vol. 61, n°2, pp. 167-190.

Tassios T. P., 1979. Properties of bond between concrete and steel under load cycles idealizing seismic actions, Proc. AICAP-CEB Symposium, Rome, CEB, Bulletin d'Information n°131, pp. 67-122.

Vecchio F., Collins M. P., 1982. The Response of Reinforced Concrete to in-plane shear and normal stresses. Publication n° 82-03, department of Civil Engineering, University of Toronto, Canada.

Vecchio F., Collins M. P., 1986. The modified compression field theory for reinforced concrete elements subjected to shear. American Concrete Institute Journal, 83(2), pp. 219-231.

Wang T., Hsu T.T.C., 2001. Non-linear analysis of concrete structures using new constitutive models. Computer and structures vol. 79, pp. 2781-2791.

CAPITOLO 6

CONFRONTI TEORICO-SPERIMENTALI SULLE PARETI

6.1 PREMESSA

In questo capitolo vengono analizzate prove a taglio di letteratura su pareti realizzate con basse percentuali di armatura e senza particolari costruttivi. In particolare, sono stati analizzati i risultati delle prove per determinare il comportamento non lineare e ciclico delle pareti.

In una prima fase viene realizzato un modello semplificato per valutare la resistenza a flessione di pareti con armatura distribuita; tale procedimento permette di calcolare il dominio N-M delle pareti in c.a. considerando le barre di armatura distribuite lungo la sezione come un'area rettangolare equivalente e confrontando i risultati con quelli ottenuti da metodi analitici e ottenendo risultati soddisfacenti.

Successivamente sono state progettate ed eseguite prove diagonali su pannelli in c.a. per calibrare la deformabilità a taglio delle pareti. Infine, sono stati sviluppati modelli numerici non lineari agli elementi finiti (FE) utilizzando due software (SAP2000 e TNO DIANA 9.4) per modellare le prove diagonali.

I modelli agli elementi finiti vengono calibrati sulla base della prova diagonale e delle prove a taglio di letteratura; tali modelli saranno utilizzati per modellare, nel capitolo successivo, l'edificio a pareti distribuite sul perimetro.

6.2 RISULTATI DI PROVE SPERIMENTALI DI LETTERATURA

Nella letteratura scientifica sono disponibili i risultati di numerose prove su pareti in c.a. caricate con azioni orizzontali anche in presenza di sforzo normale già da molti anni (Vallenas et al. 1979). Tuttora, tali studi continuano per analizzare il comportamento di queste pareti soprattutto realizzate con armature longitudinale aggiuntiva ed elementi di confinamento di bordo per

valutare gli effetti che tali dettagli costruttivi hanno sulla duttilità, e quindi sulle prestazioni in zona sismica. Tuttavia in letteratura sono presenti anche alcuni lavori relativi a pareti realizzate con basse percentuali di armatura uniformemente distribuita e senza dettagli geometrici o di armature di estremità, allo scopo di analizzare il comportamento delle pareti estese debolmente armate.

Uno dei lavori analizzati in dettaglio in questo lavoro di tesi è quello di (Orakcal et al., 2009). Le prove sperimentali di (Orakcal et al., 2009) sono state progettate allo scopo di analizzare il comportamento di tratti verticali e orizzontali di pareti perimetrali di edifici a pareti debolmente armate, in analogia a quelle realizzate per alcuni ospedali costruiti in California negli anni 60'.

La campagna sperimentale ha considerato 14 provini, che in 6 casi riproducono gli elementi verticali e in 8 gli elementi orizzontali di un edificio a pareti debolmente armate esistente.

Le misure sperimentali hanno permesso di distinguere la deformazione a taglio da quella a flessione osservando come quest'ultima sia trascurabile. Infatti, le deformazioni sono dovute principalmente allo scorrimento lungo la fessura diagonale a taglio. La crisi del pannello è causata dalla crisi del calcestruzzo compresso nella zona centrale della biella inclinata. Gli autori hanno anche analizzato l'influenza di altri parametri sulla resistenza a taglio delle pareti attraverso prove sperimentali condotte da altri autori (Hidalgo et al., 2002, Barda et al., 1977, Cardenas et al., 1980): la percentuale di armatura longitudinale, uno o due strati di armature, la presenza di ganci a 90° alle estremità dell'armatura trasversale, la percentuale di armatura agli estremi della sezione, e il livello dello sforzo assiale. L'analisi di letteratura ha mostrato che l'assenza di squadri alle estremità delle armature trasversali non influenza la resistenza a taglio, invece la presenza dello sforzo normale riduce la capacità di

spostamento delle pareti. Alcuni risultati sperimentali sono stati confrontati con le formule di resistenza a taglio dei codici normativi (FEMA450, ACI318), e si è osservato che non sempre le formule sono cautelative per le pareti soggette a flessione senza sforzo normale applicato e con basse percentuali di armatura ai bordi.

In (Wallace et al., 2008), vengono analizzate nuove formulazioni per valutare la resistenza residua a carichi verticali di pannelli danneggiati a taglio basate sui risultati sperimentali presentati nel lavoro di (Orakcal et al., 2009); queste formulazioni considerano il contributo alla resistenza a carichi verticali offerta dal meccanismo di scorrimento sviluppato lungo l'interfaccia della fessura inclinata.

In (Kuang and Ho, 2008) gli autori analizzano il comportamento di pannelli tozzi in c.a. caratterizzati da rapporti L/H pari a 1-1.5 e senza dettagli costruttivi all'estremità. Le prove sono a taglio e sono state eseguite su 8 pannelli in c.a. di cui 4 non presentano dettagli costruttivi e 4 presentano invece le staffe di estremità. I pannelli si distinguono per la distribuzione dell'armatura in pianta in quanto, tenendo costante la percentuale geometrica, pari a 0.92%, viene variata la distribuzione lungo la sezione; alcuni pannelli hanno armatura distribuita ed altri armatura concentrata verso gli estremi. I valori di resistenza del calcestruzzo variano tra 30.4 e 37.7MPa mentre la tensione di snervamento dell'acciaio è pari a 520MPa. Dai risultati delle prove a taglio gli autori osservano che la rottura dei pannelli è dovuta alla crisi del calcestruzzo di estremità in compressione. Infatti, la crisi avviene per il raggiungimento della resistenza a compressione del calcestruzzo con lo snervamento dell'acciaio nelle estremità dei pannelli. Gli autori osservano, inoltre, un incremento di duttilità, circa il 70% in più, ed un incremento di capacità di dissipare energia, circa il triplo, per i pannelli muniti di staffe alle estremità per una profondità del 15% della sezione, ma riscontrano tuttavia che

i pannelli privi di dettagli di estremità possono raggiungere anche una duttilità pari a 2.5-3.

In (Carrillo e Alcocer, 2012) gli autori confrontano il comportamento di pareti in c.a. armate con rete elettrosaldata con quello di pareti armate secondo le prescrizioni fornite dalla normativa americana (ACI 318). Gli autori sottopongono 6 pareti a prova dinamica su tavola vibrante; le pareti si distinguono per tipo di acciaio utilizzato (ordinario o rete elettrosaldata), per la quantità di armatura utilizzata (100% e 50% di quanto prescritto da (ACI 318)), per il tipo di calcestruzzo (ordinario o alleggerito), per la presenza o no di fori. Si osserva che:

- il tipo di calcestruzzo non influenza il comportamento delle pareti;
- il tipo di armatura influenza significativamente la capacità di spostamento delle pareti, perché l'armatura costituita da rete elettrosaldata produce una rottura fragile delle pareti;
- la percentuale di armatura longitudinale non influenza la resistenza a taglio della parete, ma soltanto la sua capacità di deformarsi in campo plastico.

Altri autori hanno analizzato il comportamento di pareti armate con rete elettrosaldata perché il tipo di armatura è facilmente assemblabile nelle pareti con armatura distribuita.

Le prove sperimentali condotte da (Riva e Franchi, 2001) sono state, infatti, finalizzate a definire le prestazioni delle pareti armate con reti elettrosaldate in termini di duttilità sotto azioni sismiche; per questo motivo gli autori utilizzano tre tipologie di acciaio: reti elettrosaldate laminate a caldo (HR), reti elettrosaldate trafilate a freddo (CD) e barre di armatura per c.a.

Dalle prove eseguite gli autori osservano che le reti elettrosaldate riescono a contenere la formazione delle fessure e la successiva propagazione. Inoltre i pannelli armati con reti elettrosaldate del tipo HR e quelli armati con armatura ordinaria presentano una duttilità analoga, mentre risulta minore quella dei

pannelli armati con rete elettrosaldata del tipo CD. La crisi dei pannelli con rete elettrosaldata del tipo HR si verifica per la rottura della saldatura tra l'armatura verticale e quella orizzontale e l'inserimento di staffe saldate alle estremità dei pannelli ne migliora il comportamento in campo plastico.

In (Gebreyohaness et al., 2011a) gli autori provano 2 pannelli in c.a. armati a bassa percentuale di armatura, con un solo strato di armatura, senza dettagli costruttivi di estremità e con carenze nella zona di ancoraggio dell'armatura; il rapporto di forma delle pareti h/l è pari a 1.23. La prova è eseguita applicando uno sforzo normale pari al 5% della capacità massima della sezione e un carico orizzontale ciclico con cicli di ampiezza crescente. Gli autori osservano che la crisi dei pannelli avviene per meccanismo flessionale e con fenomeni di rocking al piede della parete osservando una modesta dissipazione di energia rispetto alle pareti progettate secondo i moderni criteri antisismici.

In (Gebreyohaness et al., 2011b) gli autori provano altri 4 pannelli identici ai precedenti eccetto che per il rapporto di forma h/l che è pari a 1.85 e per l'assenza su due di essi dello sforzo normale.

Su tutti i pannelli si osserva che la crisi avviene per flessione con scarsa capacità di dissipare energia. Gli autori rilevano anche fenomeni di instabilità nelle barre compresse con rottura del calcestruzzo e fenomeni di rocking al piede della parete; infine osservano che le fessure dovute alla flessione non si distribuiscono lungo la sezione ma si concentrano al piede a causa delle carenze nella zona di ancoraggio.

6.3 VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA FLESSIONALE DELLE PARETI IN C.A. CON METODO SEMPLIFICATO

Per poter effettuare valutazioni sulla resistenza delle pareti in c.a. debolmente armate è stato messo a punto un algoritmo semplificato per il calcolo del momento di snervamento e del momento massimo per una sezione in c.a.

armata con una distribuzione uniforme di barre in acciaio lungo i due lati in caso di flessione semplice o composta, perché calcolare la resistenza a pressoflessione di una parete in c.a. debolmente armata è particolarmente onerosa a causa dell'elevato numero di barre che devono essere tenute in conto con diversa posizione .

Per semplificare la procedura di calcolo è stato sviluppato un approccio semplificato alla luce del fatto che le armature sono distribuite lungo tutta la sezione. Questo approccio consente di calcolare il momento allo snervamento e ultimo sia quando la sezione è sollecitata solo a flessione sia quando è sollecitata anche da sforzo normale.

Se si considera una sezione rettangolare di una parete in c.a (Figura 6.1a) con le seguenti caratteristiche geometriche: spessore B , lunghezza L , copriferro c , area totale di armature (divisa tra i due lati della sezione) $A_{s,tot}$, composta dalla somma delle aree di ciascuna barra, $A_{s,i}$, si può assumere che l'armatura possa essere considerata come una sezione rettangolare equivalente alla area totale (Figura 6.1b) con lunghezza L' , spessore α , che sono calcolati con le seguenti espressioni:

$$L' = L - 2c \qquad \alpha = \frac{\sum_i A_{s,i}}{L - 2 \cdot c} = \frac{A_{s,tot}}{L'} \qquad (1)$$

Ovviamente, questo schema introduce un errore nella valutazione del contributo delle barre alla resistenza a flessione a causa della loro posizione, e chiaramente, il modello tende al modello dettagliato quando più è piccolo il passo delle barre.

Per quanto riguarda i materiali allo snervamento vengono considerati con comportamento elastico lineare mentre allo stato limite ultimo vengono considerati con comportamento rigido-plastico.

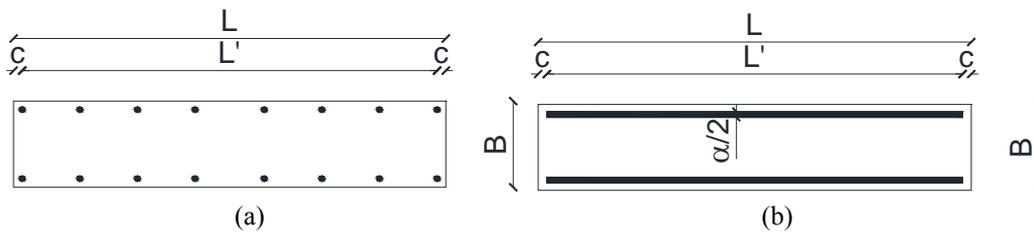


Figura 6.1. a) Sezione reale; b) Sezione equivalente con armature distribuita.

Allo stato limite ultimo viene adottata per le tensioni una configurazione a blocchi (stress-block) come riportato in Figura 6.2 schematizzata analogamente a quanto si fa per le colonne composte acciaio-calcestruzzo (EC4, 2004). In particolare, il contributo dell'acciaio di armatura è ottenuto come somma di più blocchi di tensione sull'acciaio (Figura 6.2): uno stress-block antisimmetrico tipico della flessione semplice della sezione di acciaio, con la risultante dello sforzo normale nulla che fornisce la resistenza a flessione della sezione rettangolare di acciaio, e uno stress-block con sforzo assiale pari a T_2 , necessario per ristabilire la posizione dell'asse neutro.

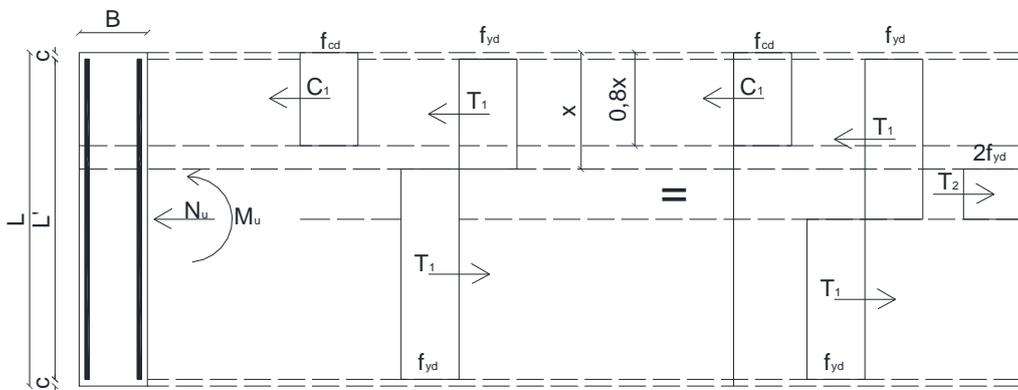


Figura 6.2. Distribuzione a Stress block per la sezione equivalente.

Considerando il diagramma di Figura 6.2 l'equazione di equilibrio alla traslazione è la seguente:

$$C_1 + T_1 - T_1 - T_2 = N_u \rightarrow C_1 - T_2 = N_u \quad (2)$$

Dove:

$$C_1 = 0.80 \cdot x \cdot B \cdot f_{cd}$$

$$T_1 = \alpha \cdot \frac{L'}{2} \cdot f_{yd}$$

$$T_2 = 2 \cdot \alpha \cdot \left(\frac{L}{2} - x \right) \cdot f_{yd}$$

f_{cd} è la resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo;

f_{yd} è la resistenza di progetto dell'acciaio.

Quindi, l'equazione di equilibrio alla traslazione si scrive come:

$$0.8 \cdot x \cdot B \cdot f_{cd} - 2 \cdot \alpha \cdot \left(\frac{L}{2} - x \right) \cdot f_{yd} = N_u \quad (2b)$$

e l'asse neutro può essere calcolato come:

$$x = \frac{N_{Ed} + \alpha \cdot L \cdot f_{yd}}{0.80 \cdot B \cdot f_{cd} + 2 \cdot \alpha \cdot f_{yd}} \quad (3)$$

Dopo aver calcolato l'asse neutro, è possibile calcolare il momento ultimo attraverso l'equazione di equilibrio alla rotazione intorno al baricentro della sezione, che corrisponde al punto di applicazione dello sforzo normale N_u , considerando sempre la configurazione a blocchi di Figura 6.2 si ha:

$$M_u = C_t \cdot \left(\frac{L}{2} - 0.4x \right) + T_1 \cdot \frac{L'}{2} - T_2 \cdot \frac{1}{2} \left(\frac{L}{2} - x \right) \quad (4)$$

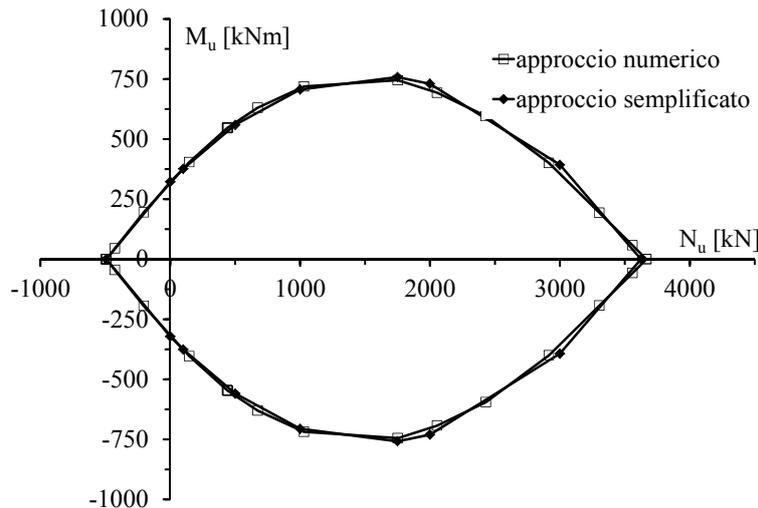


Figura 6.3. Confronto tra i domini M_u-N_u della sezione della parete in c.a. ottenuta con l'approccio numerico e l'approccio semplificato.

L'affidabilità di tale metodo semplificato è mostrata in Figura 6.3, in cui vengono diagrammati i domini M_u-N_u ottenuti con la procedura semplificata e con la procedura analitica considerando la posizione delle singole armature lungo la sezione e assumendo un legame costitutivo parabola-rettangolo per il calcestruzzo in compressione (NTC2008).

La sezione considerata per il confronto ha dimensioni in pianta 150mm x 1500mm; le barre di armatura sono $\phi 10/200$ mm per ciascun lato della sezione, la resistenza a compressione cilindrica del calcestruzzo è pari a 14MPa e la resistenza a trazione dell'acciaio è pari a 391MPa.

Un ulteriore confronto tra l'approccio semplificato e quello analitico viene svolto calcolando la resistenza flessionale di pareti sottoposte a prove sperimentali e che possono presentare anche un solo strato di armatura (Orakcal et al., 2009; Riva and Franchi, 2001).

Le dimensioni e l'armatura delle sezioni con le relative caratteristiche dei materiali saranno introdotte nei paragrafi successivi. In Tabella 6.1 sono riportati i momenti ultimi delle pareti valutati con l'approccio semplificato e l'approccio analitico, $M_{u,sim}$ e $M_{u,det}$; inoltre, vengono riportati i rapporti tra i due valori calcolati ed il valore sperimentale del momento ultimo ottenuto dalla prova.

Provino	$M_{u,sim}$ [kN m]	$M_{u,det}$ [kN m]	$M_{u,sim}/M_{u,det}$	M_{exp} [kN m]
WP-T5-N10-S2	609	623	1.02	999
HR12C	564	549	0.97	745
CD12C	682	648	0.95	888
HR12S	750	757	1.01	945
HR12U	750	757	1.01	945
CD12S	881	883	1.00	1063
CD12U	881	883	1.00	1063

Tabella 6.1. Confronto tra valori sperimentali e teorici di momento ultimo delle sezioni di alcuni provini di letteratura (Orakcal et al., 2009; Riva and Franchi, 2001).

L'errore massimo commesso con l'approccio semplificato rispetto

all'approccio analitico è solo del 5%. Si può osservare, inoltre, che i valori teorici calcolati con i due approcci risultano sempre inferiori dei valori sperimentali, a causa dei benefici effetti prodotti dall'incrudimento dell'acciaio e dallo sforzo normale dovuto al peso proprio, che è stato trascurato.

Trascurando il copriferro c rispetto alla lunghezza ($L=L'$), mediante la stessa procedura approssimata è possibile procedere al progetto delle armature e dello spessore della parete, avendone fissato la lunghezza. Facendo riferimento alle stesse Figure 6.1 e 6.2, l'equazione di equilibrio alla rotazione si può scrivere intorno al punto di applicazione della risultante della compressione del calcestruzzo:

$$\alpha f_{yd} x(0,5x - 0,4x) - \alpha f_{yd} (L - x) \left(\frac{L - x}{2} + 0,6x \right) = M_{Ed} + N_{Ed} \cdot \left(\frac{L}{2} - 0,4x \right) \quad (5)$$

Fissando un valore di progetto dell'asse neutro, espresso come percentuale della lunghezza L della parete, dalla (5) si ricava l'area α e quindi l'area di armatura $\alpha L'$; introducendo α nell'equilibrio alla traslazione dell'equazione (2) si ricava lo spessore della parete, B .

Anche il calcolo del momento di snervamento può essere effettuato considerando un'area equivalente di armatura; in tal caso si considerano i materiali in campo elastico lineare e si calcola il momento corrispondente al raggiungimento della tensione di snervamento all'estremo teso dell'armatura. Le ben note distribuzioni lineari delle tensioni sono riportate in Figura 6.4.

Per calcolare il momento di snervamento in presenza di sforzo normale, N_{Ed} , si utilizza la seguente espressione:

$$M_y = N_{Ed} \left(\frac{I_n}{S_n} - x + \frac{H}{2} \right) \quad (6)$$

e si calcola l'asse neutro mediante l'equazione:

$$f_{yd} = \frac{n \cdot N_{Ed}}{S_n} (L - x - c) \quad (7)$$

in cui l'incognita risulta appunto l'asse neutro x e dove n è il fattore di omogeneizzazione definito come il rapporto tra i moduli di Young dell'acciaio e del calcestruzzo.

Le espressioni di I_n e S_n , in ipotesi di armatura continua, sono le seguenti:

$$I_n = \frac{Bx^3}{3} + \frac{na(x-c)^3}{3} + \frac{na(L'-x)^3}{3} \quad (8)$$

$$S_n = \frac{Bx^2}{2} + \frac{na(x-c)^2}{2} + \frac{na(L'-x)^2}{2} \quad (9)$$

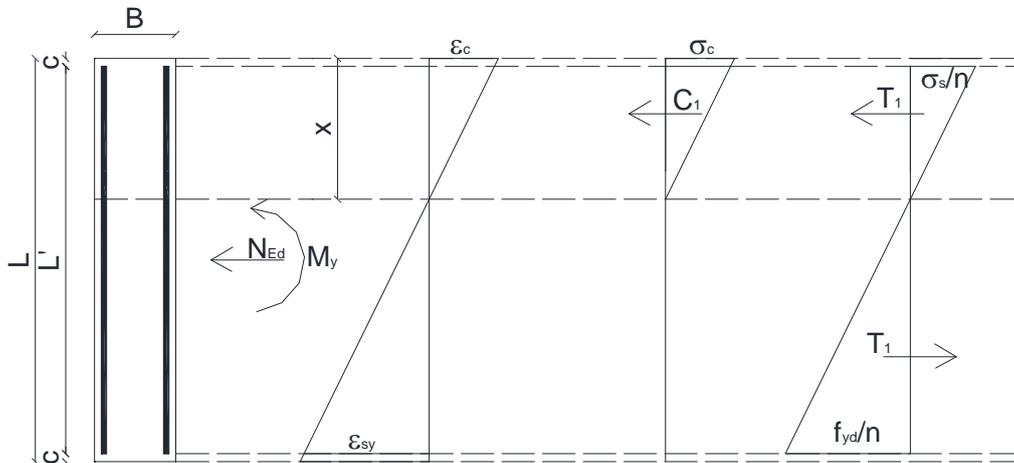


Figura 6.4. Diagrammi delle tensioni sulla sezione allo snervamento dell'armatura tesa.

Considerando la stessa sezione utilizzata per definire il dominio M_u-N_u di Figura 6.3 e assumendo $n=15$, il momento di snervamento ottenuto con l'approccio semplificato è pari a $M_y=330\text{kNm}$ mentre quello ottenuto con l'approccio analitico considerando le barre nella loro posizione risulta pari a $M_y=302\text{kNm}$.

6.4 LE PROVE DIAGONALI

Nell'ambito di questo lavoro di tesi, presso il laboratorio DIST dell'Università Federico II di Napoli è stata eseguita una prova di compressione diagonale su pannelli in c.a. allo scopo di effettuare un confronto con il modello numerico

bidimensionale in termini di deformabilità tagliante. Il pannello in c.a. ha dimensioni 900mm x 900mm e spessore 150mm; l'armatura è costituita da $\phi 10/200$ mm in direzione longitudinale e trasversale come riportato in Figura 6.5.

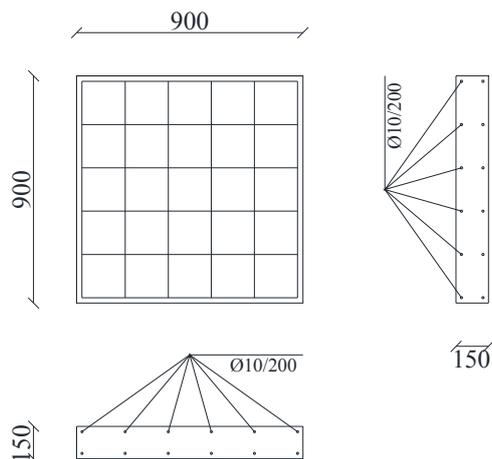


Figura 6.5. dimensioni geometriche e armatura del pannello provato.

Il calcestruzzo ha una resistenza media a compressione cubica di 36MPa. L'acciaio delle armature ha una tensione di snervamento di 467MPa ed una tensione di rottura di 551MPa con una deformazione ultima del 13%. In Figura 6.6 si riporta il setup della prova.

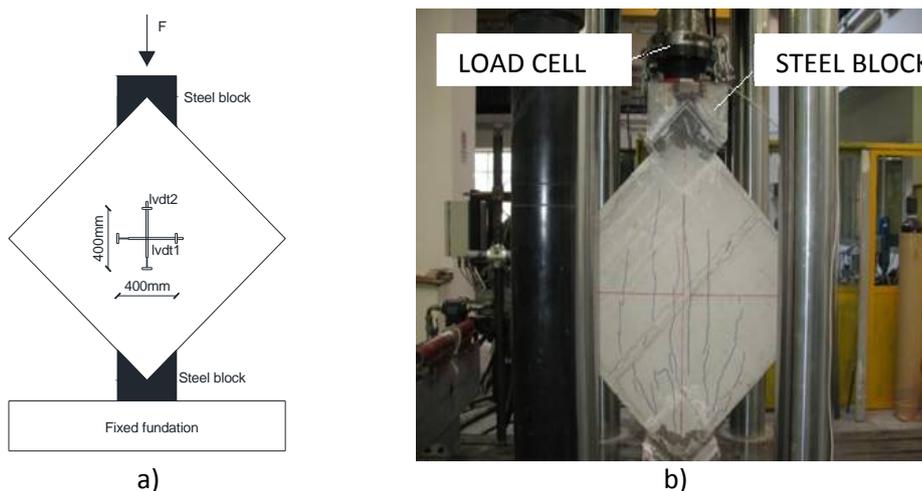


Figura 6.6. a) Setup della prova di compressione diagonale sul pannello in c.a.; b) il provino dopo il test di prova.

Il carico è stato applicato mediante una macchina universale servo-idraulica di portata 3000kN con una velocità di prova pari a 0.015mm/min ed è stato misurato con una cella di carico. Due trasduttori induttivi di spostamento, LVDT, sono stati posizionati su una base di misura di 400mm sulle diagonali principali di entrambe le facce del provino. La prova è stata condotta fino alla rottura del provino, in modo da rilevare il comportamento pre e post-picco.

Le curve carico spostamento, $F-\delta$, misurate con i quattro trasduttori di spostamento posizionati sulla faccia del pannello sono riportate in Figura 6.7.

La curva tensione di taglio-deformazione di taglio, $\tau-\gamma$, è diagrammata in figura 6.7b. la tensione di taglio è calcolata utilizzando la seguente formula:

$$\tau = \frac{0.707 \cdot F}{A_n} \quad (10)$$

dove:

τ è la tensione tangenziale;

F è la forza applicata;

A_n è l'area del provino calcolata come segue:

$$A_n = \left(\frac{w+h}{2} \right) \cdot t \quad (11)$$

essendo w , h e t , rispettivamente la larghezza, l'altezza e lo spessore del provino.

La deformazione a taglio è calcolata con la seguente formula:

$$\gamma = \frac{\Delta V + \Delta H}{g} \quad (12)$$

dove:

γ è la deformazione a taglio;

ΔV è l'accorciamento del trasduttore verticale;

ΔH è l'allungamento del trasduttore orizzontale;

g è la lunghezza di riferimento iniziale di ΔV e ΔH .

Dai grafici è possibile osservare che l'andamento delle tensioni tangenziali è lineare fino ad un valore di circa 3.8MPa, successivamente presenta un andamento fortemente non lineare fino al valore massimo di 6.1MPa.

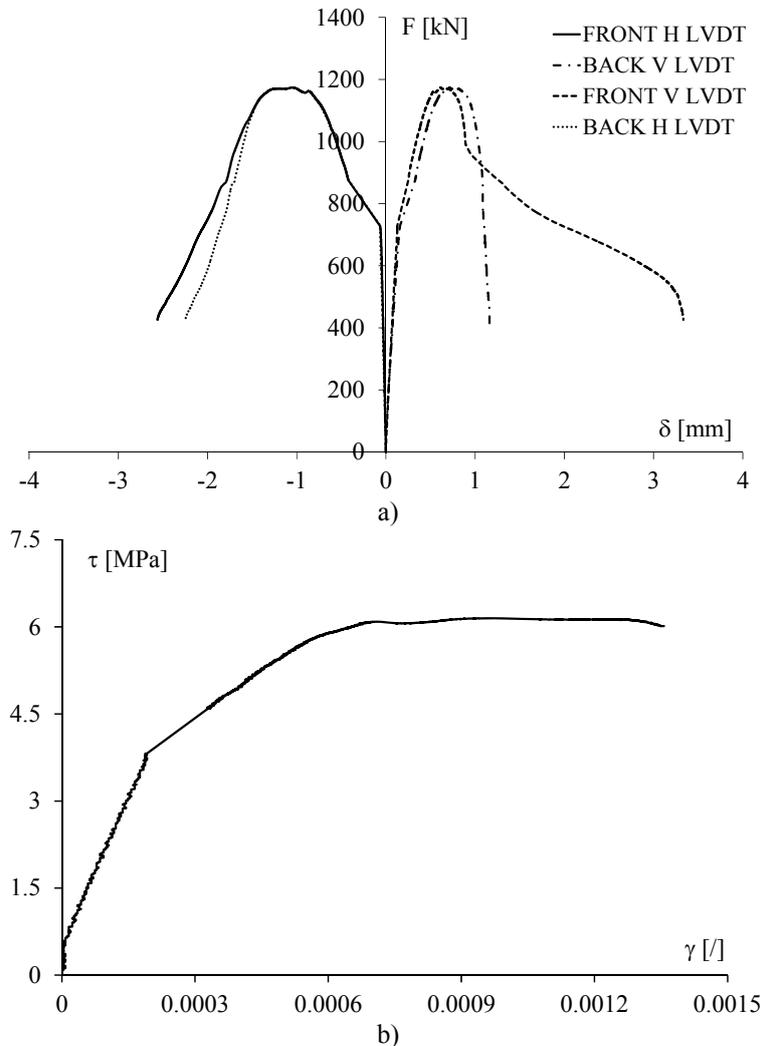


Figura 6.7. Risultati della prova diagonale su pareti: a) curve sperimentali F- δ ; b) curva sperimentale τ - γ .

6.5. MODELLI NUMERICI CON SOFTWARE AGLI ELEMENTI FINITI

In questo paragrafo vengono descritti i modelli numerici utilizzati per

modellare le prove diagonali sopra descritte e le prove sperimentali a taglio illustrate nel paragrafo successivo. I software di calcolo utilizzati per la modellazione sono SAP2000 e DIANA 9.4.

L'approccio dei due software è analogo, anche se DIANA può meglio valutare la deformabilità di elementi in c.a. fessurati bidimensionali sottoposti a tensioni di taglio. In entrambi i programmi sono implementati modelli di elementi bidimensionali assumendo che le pareti siano costituite da strati di calcestruzzo e acciaio; i materiali sono definiti attraverso i loro legami costitutivi disaccoppiati lungo ciascuna direzione principale di tensione. In particolare, per modellare le pareti vengono rispettati i seguenti requisiti:

- gli elementi bidimensionali usati per modellare il calcestruzzo sono elementi shell con rigidità nel piano e fuori dal piano mentre per modellare l'acciaio vengono utilizzati elementi bidimensionali membrana con rigidità solo nel piano;
- per il calcestruzzo si assume un comportamento non lineare multi assiale mentre per l'acciaio si è assunto un comportamento uniassiale;
- per il calcestruzzo a compressione si è usato il legame costitutivo proposto da (Mander et al., 1984) in accordo con le seguenti formule:

$$\sigma_c = \frac{f'_c \cdot x \cdot r}{r - 1 + x^r} \quad \text{if } \varepsilon \leq 2\varepsilon'_c \quad (13)$$

dove:

- f'_c è la resistenza a compressione del calcestruzzo;
- ε'_c è la deformazione del calcestruzzo in corrispondenza di f'_c pari a 0.002;
- $x = \varepsilon / \varepsilon'_c$;
- $r = \frac{E}{E_c - (f'_c / \varepsilon'_c)}$
- E_c è il modulo di Young del calcestruzzo.

Il legame costitutivo del calcestruzzo a trazione tiene conto dei fenomeni di

fessurazione attraverso l'approccio della fessurazione diffusa e considera il tension stiffening dopo la fessurazione attraverso un ramo di softening utilizzando il modello proposto da (Vecchio et al., 1986), già introdotto nel capitolo 5, Pertanto il primo tratto della relazione σ - ε in trazione è lineare fino alla tensione di fessurazione, f_{cr} , poi il legame presenta un softening non lineare, come descritto dalla seguente relazione:

$$\begin{aligned} \sigma &= E_c \cdot \varepsilon && \text{Prima della fessurazione} \\ f_{c1} &= \frac{f_{cr}}{1 + \sqrt{200 \cdot \varepsilon_1}} && \text{Dopo la fessurazione} \end{aligned} \quad (14)$$

La tensione di trazione, f_{cr} , è valutata attraverso la formula di (Vecchio et al., 1986):

$$f_{cr} = 0.33 \sqrt{-f'_c} \quad (15)$$

Le relazioni costitutive in compressione ed in trazione sono diagrammate in Figura 6.8

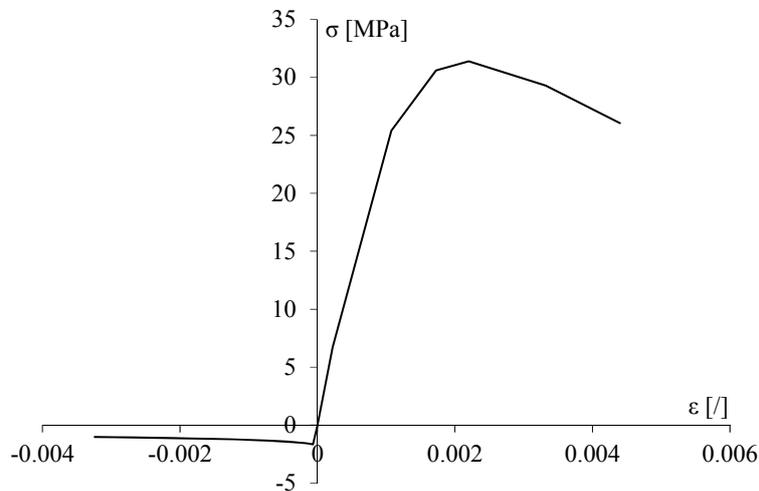


Figura 6.8. Legame costitutivo in trazione ed in compressione per il calcestruzzo.

Per quanto riguarda il fenomeno della fessurazione di seguito si illustrano i modelli utilizzati dai due software.

Il software SAP2000 adotta un modello a fessurazione diffusa in cui la curva τ -

γ è generata dal software considerando fessure lisce.

Il software DIANA, invece, permette l'uso dei modelli "rotating smeared cracking" e "fixed smeared cracking". I due metodi possono essere definiti sinteticamente come segue:

- nel modello '*rotating smeared cracking*', il calcestruzzo ha un comportamento elastico lineare fino alla fessurazione. Poi le fessure assumono un angolo di inclinazione perpendicolare alle tensioni principali e tale angolo varia con esse;
- nel modello '*fixed smeared cracking*', il calcestruzzo ha un comportamento elastico lineare fino alla fessurazione. Successivamente, il comportamento non lineare viene governato attraverso la rigidità a taglio G ridotto con il fattore β (sempre minore di 1). In questo modello, le fessure hanno un angolo di inclinazione costante che è perpendicolare alla direzione delle tensioni principali all'apertura delle fessure.

Per calibrare il valore del fattore di riduzione β si utilizzano i risultati sperimentali delle prove diagonali illustrate nel paragrafo precedente.

In Figura 6.9 sono riportati i confronti tra i risultati sperimentali e quelli numerici ottenuti con il modello bidimensionale realizzato con il software Diana sia per l'approccio '*rotating smeared cracking*' che per quello '*fixed smeared cracking*' per valori 0.005, 0.01, 0.1 di β . Nei modelli numerici è stato introdotto come vincolo il modello della scarpa metallica in cui è inserito il provino.

I confronti di Figura 6.9 mostrano che i modelli numerici riescono a cogliere mediamente bene il comportamento sperimentale e che anche in questo caso il parametro β appare un importante strumento per simulare il comportamento post-fessurativo a taglio del pannello. In particolare, si osserva che all'aumentare del valore di β aumenta la resistenza e la deformazione al limite

elastico; i valori di $\beta=0.01$ e $\beta=0.005$ appaiono quelli più efficaci nel confronto con la prova sperimentale, come già rilevato per la prova sperimentale esaminata nel paragrafo precedente.

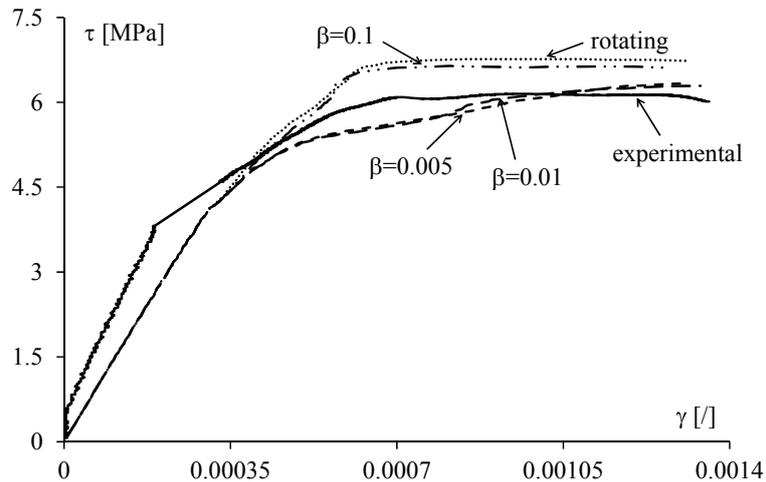


Figura 6.9. Confronto teorico sperimentale per il pannello sottoposto a prova diagonale.

6.6 CONFRONTI TEORICO-SPERIMENTALI DI PROVE A TAGLIO

I modelli agli elementi finiti realizzati con i software SAP2000 e DIANA per la prova sperimentale descritta nei paragrafi precedenti vengono applicati in questo paragrafo alla parete WP-T5-N10-S2 testata da (Orackal et al., 2009) e alla parete WPS2 provata da (Gebreyohannes et al., 2011). Di seguito si procede alla descrizione delle due pareti modellate.

La parete di (Orackal et al., 2009) presenta uno spessore di 152mm, una lunghezza di 1370mm ed un'altezza di 1220mm; per quanto riguarda le caratteristiche dei materiali, il calcestruzzo ha una resistenza media a compressione f_c di circa 30MPa mentre l'acciaio ha una tensione di snervamento $f_y=424$ MPa; la parete è armata con un solo strato di armatura verticale ed orizzontale; quest'ultima non è dotata di squadri terminali. Le armature sono costituite da ferri $\phi 13$ longitudinali con passo 330mm, che alle estremità diventano $2\phi 13$, e ferri $\phi 13$ trasversali con passo 305mm (Figura

6.10).

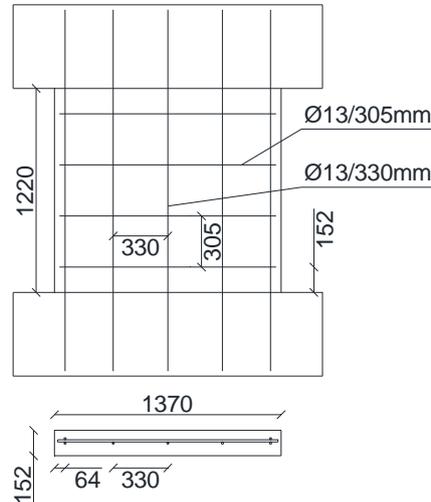


Figura 6.10. Armature della parete WP-T5-N10-S2 (Orakcal et al., 2009) (misure in mm).

La sezione è stata suddivisa in tre strati , uno di calcestruzzo e due di acciaio per le due direzioni ortogonali come segue:

- lo strato di calcestruzzo ha uno spessore uguale allo spessore totale della parete pari a 152mm;
- lo spessore dello strato di acciaio longitudinale è pari a 0.35mm per la parte centrale del pannello ed è stato calcolato dividendo l'area di acciaio per la lunghezza della sezione interessata da quell'armatura (1130mm); ai bordi della sezione lo spessore di armature longitudinale è pari a 2.47mm, ed è stato calcolato come in precedenza considerando una lunghezza della sezione di calcestruzzo pari a 120mm;
- lo spessore dello strato di armatura trasversale è pari a 0.44mm.

Le prove sono state condotte in controllo di spostamento applicando un carico verticale costante mediante due attuatori che impediscono la rotazione alla testa del provino, ed un carico orizzontale in testa variabile con cicli con drift pari a 0.2, 0.3, 0.4, 0.6, 0.8, 1.2, 1.6, 2.0, e 2.4%.

La curva sperimentale utilizzata per il confronto numerico-sperimentale è la

curva di involucro della prove ciclica.

Il confronto tra i risultati numerici e quelli sperimentali sono riportati in Figura 6.11 in cui vengono riportati i diagrammi forza spostamento in testa.

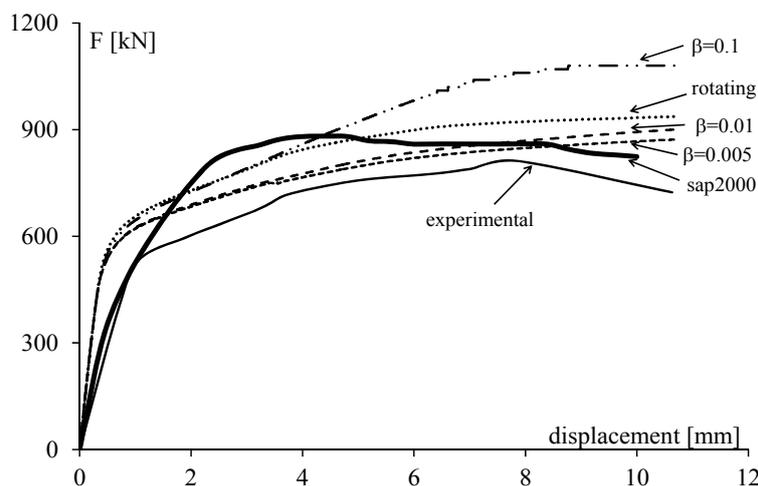


Figura 6.11. Confronto teorico sperimentale per la parete provata da (Orakcal et al., 2009).

I modelli sviluppati con il software DIANA sono stati realizzati utilizzando entrambi i modelli di fessurazione e considerando vari fattori β (0.005, 0.01, 0.1) per il *'fixed smeared cracking'* model. Le curve in Figura 6.11 mostrano che i modelli DIANA sono più rigidi della curva sperimentale in campo lineare, mentre per il modello SAP2000 il tratto lineare della curva ha una corrispondenza migliore mostrando una migliore simulazione della fessurazione prima dello snervamento dell'acciaio.

In campo plastico il modello *'fixed smeared cracking'* con $\beta=0.005$ mostra un ottimo accordo con il modello sperimentale, come già verificato per le prove diagonali; quando i valori di β aumentano significativamente (i.e., $\beta=0.1$), i risultati numerici si discostano sensibilmente da quello sperimentale. Di contro il modello *'rotating smeared cracking'* fornisce risultati simili al modello *'fixed smeared cracking'* con $\beta=0.1$ nella prima parte del diagramma per poi convergere verso i diagrammi con valori più bassi di β (0.01 and 0.005).

Infine, il modello sviluppato con SAP2000 sembra essere meno efficiente nel predire lo snervamento dell'acciaio poichè il carico di snervamento risulta essere più grande del corrispondente valore sperimentale; comunque il tratto di curva nel campo post-elastico è in buon accordo con la curva sperimentale mostrando anche buone capacità di simulare gli effetti di softening che gli altri modelli non hanno.

La parete di (Gebreyohaness et al., 2011) presenta uno spessore di 230mm, una lunghezza di 1300mm ed un'altezza di 1660mm; per quanto riguarda le caratteristiche dei materiali, il calcestruzzo ha una resistenza media a compressione f_c di circa 21MPa mentre l'acciaio ha una tensione di snervamento $f_y=300$ MPa; la parete è armata con un solo strato di armatura verticale ed orizzontale; quest'ultima non è dotata di squadri terminali. Le armature sono costituite da ferri $\phi 10$ longitudinali con passo 305mm e ferri $\phi 10$ trasversali con passo 305mm (Figura 6.12).

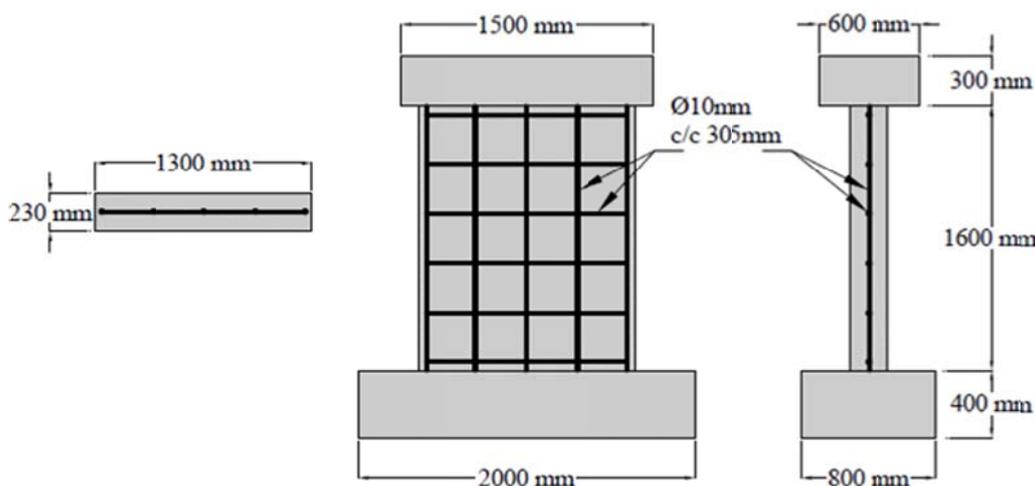


Figura 6.12. Armature della parete WPS2 (Gebreyohaness et al., 2011).

La sezione è stata suddivisa in tre strati, uno di calcestruzzo e due di acciaio per le due direzioni ortogonali come segue:

- lo strato di calcestruzzo ha uno spessore uguale allo spessore totale della parete pari a 230mm;

- lo spessore dello strato di acciaio longitudinale è pari a 0.302mm
- lo spessore dello strato di armatura trasversale è pari a 0.295mm.

Le prove sono state condotte in controllo di spostamento applicando un carico verticale costante mediante due attuatori, ed un carico orizzontale in testa con cicli di drift variabili. La curva sperimentale utilizzata per il confronto numerico-sperimentale è la curva di inviluppo della prova ciclica.

Il confronto tra i risultati numerici e quelli sperimentali è riportato in Figura 6.13 in cui vengono riportati i diagrammi forza spostamento in testa.

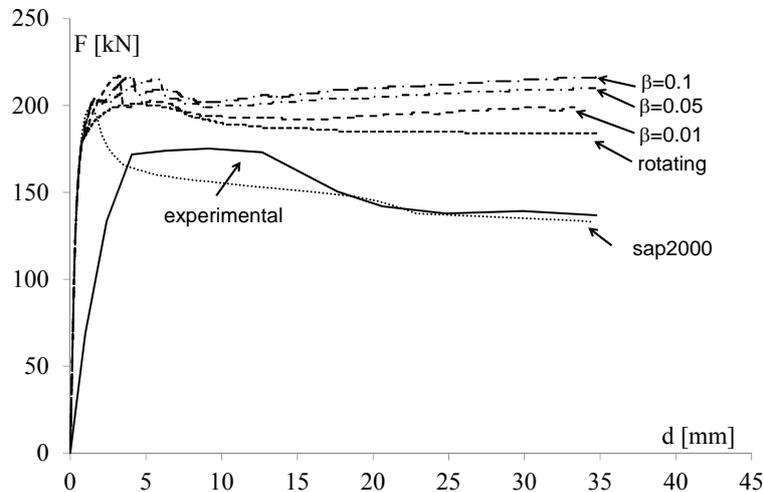


Figura 6.13. Confronto teorico sperimentale per la parete testata da (Gebreyohannes et al., 2011).

Anche in questo caso i modelli sviluppati con il software DIANA sono stati realizzati utilizzando entrambi i modelli di fessurazione e considerando vari fattori β (0.01, 0.05, 0.1) per il '*fixed smeared cracking*' model. Le curve in Figura 6.13 mostrano che sia i modelli DIANA che quello SAP2000 sono più rigidi della curva sperimentale in campo lineare. Per migliorare il comportamento dei modelli il vincolo al piede delle pareti è stato modellato come vincolo elastico invece che vincolo fisso, considerando non completamente efficace il sistema di fissaggio di laboratorio. La costante elastica del vincolo è stata ricavata uguagliando la rigidezza tangente

all'origine del modello teorico (quindi in campo lineare) con quella sperimentale, sempre tangenziale all'origine; la rigidezza del vincolo elastico risulta di 200000kN/mm. Il diagramma carico-spostamento ottenuto con questa correzione è mostrato in Figura 6.14.

Tutti i modelli tendono a sovrastimare la resistenza massima della parete con un errore di circa il 20%, tuttavia il modello Sap2000 approssima bene il ramo post-picco della curva, mentre i modelli DIANA tendono a non rilevare il softening.

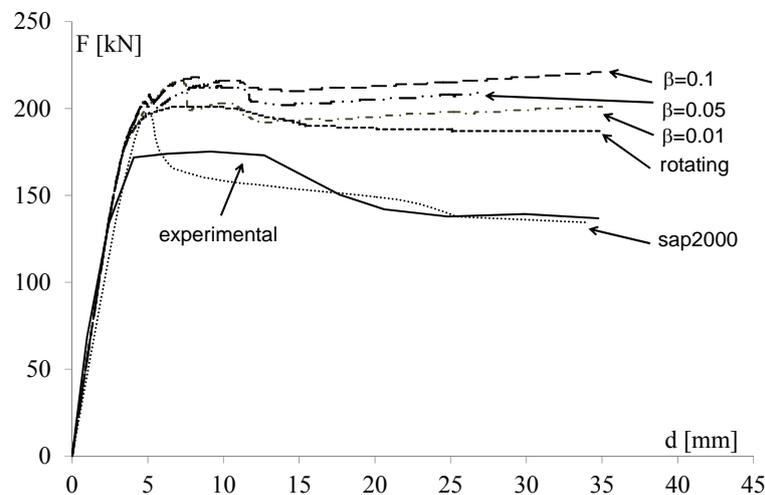


Figura 6.14. Confronto teorico sperimentale per la parete provata da (Gebreyohanness et al., 2011) considerando un vincolo elastico alla base.

6.6.1 Analisi parametriche sulla parete WPS2

In questo paragrafo vengono illustrate le analisi parametriche eseguite sulla parete WPS2 provata da (Gebreyohanness et al., 2011) facendo variare due parametri:

- la tensione massima di trazione del calcestruzzo considerando il valore di quello calcolato in accordo con il modello di (Vecchio et al., 1986) e una variazione del $\pm 10\%$ rispetto a questo valore; in tutti i casi la forma del legame costitutivo di trazione è quella indicata da Vecchio et al., 1986.

- la forma del legame costitutivo del calcestruzzo a trazione in accordo con il legame di (Vecchio et al., 1986), con il legame di (Bentz, 1999) e considerando un ramo di softening lineare. In questo caso la tensione di trazione del calcestruzzo è calcolata sempre in accordo con la formulazione proposte da (Vecchio et al., 1986).

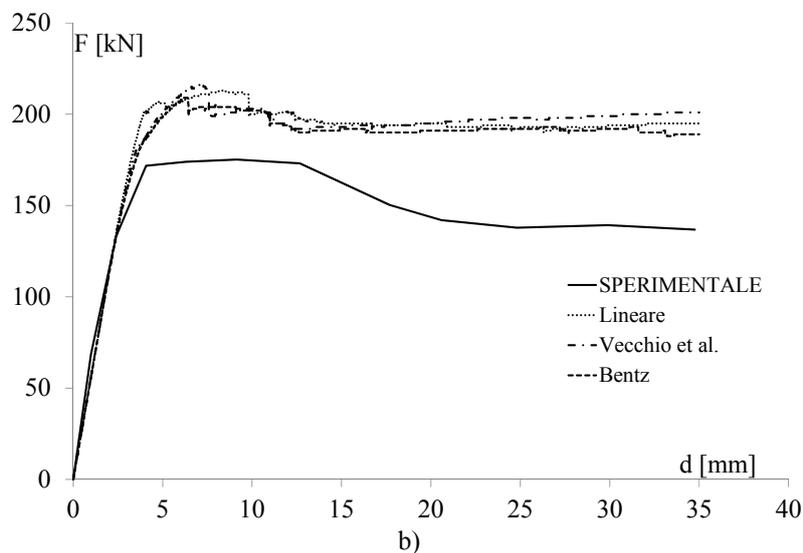
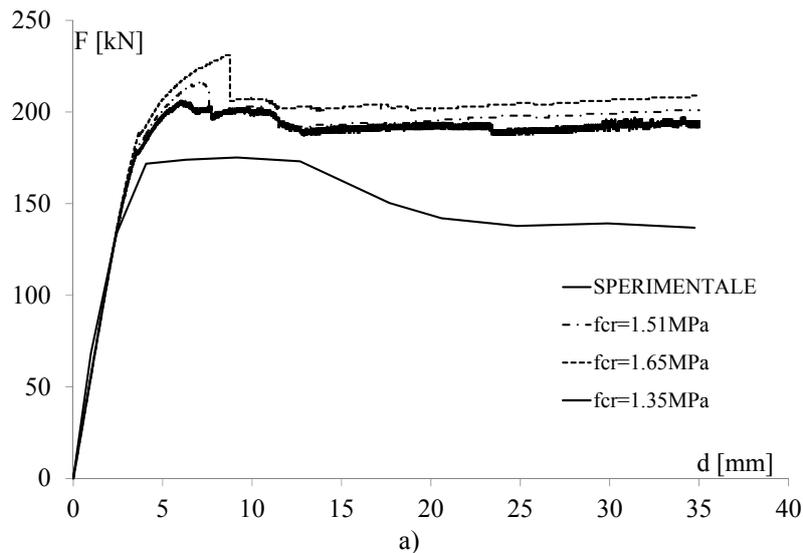


Figura 6.15. Analisi parametriche per il modello DIANA 'fixed smeared cracking' con $\beta=0.01$ a) variazione f_{cr} , b) variazione legame costitutivo in trazione.

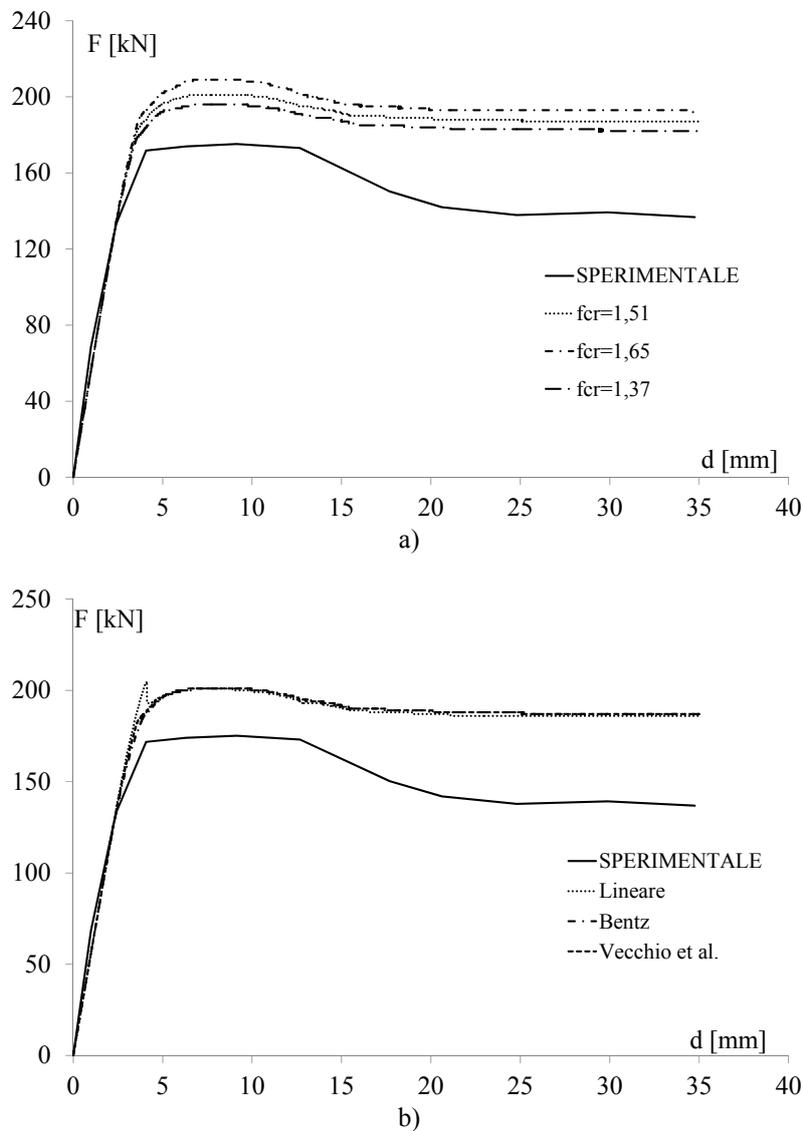


Figura 6.16. Analisi parametriche per il modello DIANA 'rotating smeared cracking'
a) variazione f_{cr} , b) variazione legame costitutivo in trazione.

Le analisi parametriche mostrano che le variazioni del ramo di softening del calcestruzzo a trazione non influenza il comportamento numerico dei tre modelli considerati; d'altra parte, invece, si vede una certa influenza sui modelli numerici della resistenza a trazione sia per quanto riguarda il carico massimo dei pannelli sia per quanto riguarda il ramo post-elastico della curva F-d. nel caso del modello DIANA

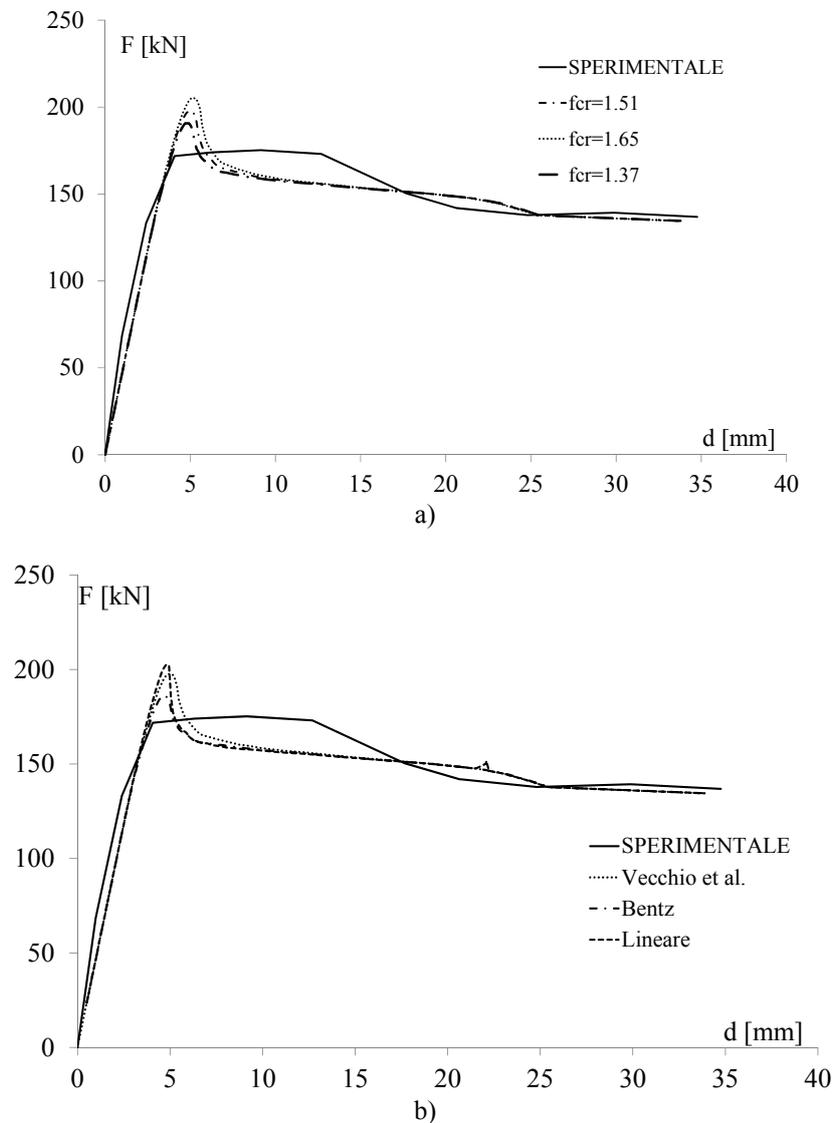


Figura 6.17. Analisi parametriche per il modello SAP2000 a) variazione f_{cr} , b) variazione legame costitutivo in trazione.

6.6.2 Effetti dei dettagli costruttivi sulla parete WP-T5-N10-S2

Dopo il confronto teorico-sperimentale è stata eseguita un'analisi numerica finalizzata a definire il ruolo dell'armatura di confinamento nelle zone di estremità delle pareti, che la norma indica come requisito per ottenere una parete duttile. Pertanto, la parete provata da (Orakcal et al., 2009) e analizzata

precedentemente è stata modificata aggiungendo le armature di estremità complete di staffe di confinamento secondo quanto stabilito dalle NTC2008. In particolare nella parte centrale della parete è stata mantenuta una percentuale di armatura $\rho_s=0.23\%$ così come nella prova sperimentale mentre nelle zone di estremità è stata fissata una percentuale di armatura $\rho_s=1.12\%$ costituita da $3\phi 14$. L'estensione delle zone di estremità (lunghezza critica) è stata calcolata secondo le indicazioni delle NTC2008 e risulta pari a 274mm; l'armatura di confinamento è realizzata con staffe $\phi 8/100$ mm. In base alle armature progettate è stato modificato per gli elementi di bordo il diagramma tensione-deformazione del calcestruzzo introducendo l'effetto del confinamento così come proposto da (Mander et al., 1988). La mesh e gli spessori degli strati della parete sono stati modificati solo per tenere conto delle nuove armature longitudinali e trasversali.

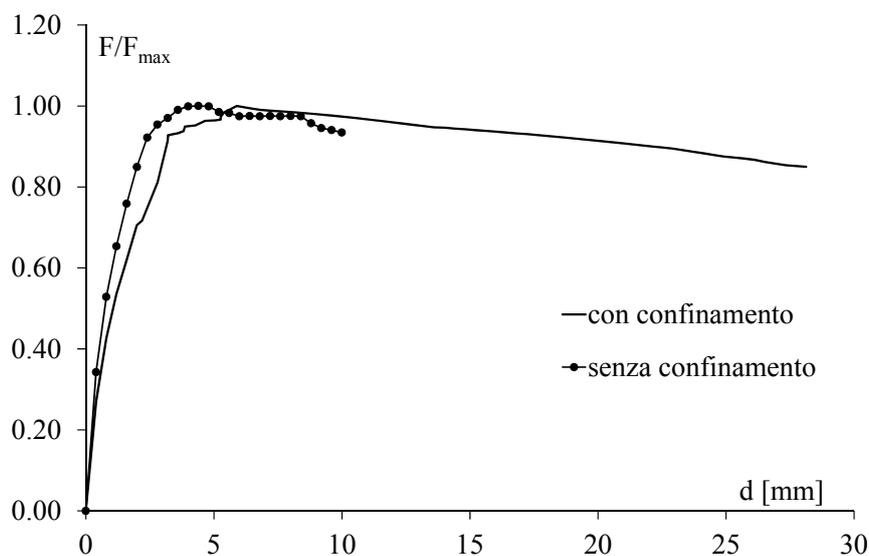


Figura 6.18. Diagrammi forza adimensionale-spostamento numerici.

In Figura 6.18 è riportato il confronto tra le curve numeriche carico-spostamento della parete senza e con l'armatura aggiuntiva di estremità; le curve sono adimensionalizzate rispetto al proprio carico massimo per potere

valutare solo l'effetto dei particolari costruttivi sulla duttilità.

L'inserimento di armature alle estremità della parete consente uno spostamento ultimo, considerato in corrispondenza dell'85% del carico massimo sul ramo discendente, di circa 3 volte quello della parete non confinata. La duttilità, intesa come rapporto tra spostamento ultimo e spostamento al limite elastico, passa da 4.2 a 8.7 con l'inserimento dei dettagli di estremità.

6.7 CONCLUSIONI

In questo capitolo sono stati sintetizzati alcuni risultati di prove sperimentali disponibili in letteratura che di fatto confermano una buona disponibilità di duttilità di tali pareti, anche in presenza di rotture fortemente influenzate dal taglio.

L'approccio semplificato proposto per valutare la resistenza ultima a flessione di tali pareti, e consentire quindi anche un pre-dimensionamento dello spessore e dell'armatura, appare soddisfacente.

La modellazione non lineare agli elementi finiti di tre pareti, di cui due sottoposte a prova di taglio e disponibile in letteratura, ed una sottoposta a prova di compressione diagonale realizzata nell'ambito del lavoro di tesi, conferma l'importanza di introdurre e definire nella modellazione dei fenomeni fessurativi del calcestruzzo un parametro che tenga conto del comportamento delle fessure da taglio.

In definitiva, le pareti in c.a. estese debolmente armate si presentano complessivamente con buone risorse di duttilità, e appare concreta la possibilità di utilizzare modelli non lineari in grado di coglierne il comportamento.

6.8 BIBLIOGRAFIA

ACI Committee 318, 2005. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-05) and Commentary (318R-05). American Concrete Institute, Farmington Hills, MI”.

Carrillo J., Alcocer S. M., 2012. Seismic performance of concrete walls for housing subjected to shaking table excitations. Engineering Structures No 41 pp. 98–107.

CSI. Computers and Structures Inc., SAP2000. Version 14.

D.M. 14 Gennaio 2008 “Norme tecniche per le costruzioni”. (in Italian).

Eurocode 8, 2004. Design of structures for earthquake resistance-part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings.

FEMA 450, 2003. National Earthquake Hazards Reduction Program Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Building and Other Structures.

Gebreyohannes A., Clifton C. e Butterworth J., 2011. Behaviour of Inadequately Detailed Reinforced Concrete Walls. Proceedings of the Ninth Pacific Conference on Earthquake Engineering Building an Earthquake-Resilient Society 14-16 April, 2011a, Auckland, New Zealand

Gebreyohannes A., Clifton C. e Butterworth J., 2011. Experimental investigation on the in-plane behaviour of non-ductile RC walls. Australian Earthquake Engineering Society 2011b Conference, 18-20 November, Barossa Valley, South Australia

Hidalgo, P. A.; Ledezma, C. A.; and Jordan, R. M., 2002. Seismic Behavior of Squat Reinforced Concrete Shear Walls, Earthquake Spectra, Vol 18, pp. 287-308.

Kuang J. S., Ho Y. B., 2008. Seismic Behavior and Ductility of Squat

Reinforced Concrete Shear Walls with Non seismic Detailing ACI Structural Journal Vol. 105, No 2 pp. 225-231.

Orakcal, K., Massone, L., Wallace, J., 2009. Shear strength of lightly reinforced wall piers and spandrels, ACI Structural Journal, Vol. 106, No. 4, pp. 455-465.

Pecce, M., Bibbò F. A., 2012. Seismic behavior of RC buildings with large lightly reinforced walls 15th WCEE Lisboa 24-28 September 2012.

Riva, P., Franchi, A, 2001. Behavior of Reinforced Concrete Walls with Welded Wire Mesh Subjected to Cyclic Loading, ACI Structural Journal, Vol. 98, No. 3, pp. 324-334.

TNO DIANA BV. DIANA release versione 9.4

Vallenas J. M., Bertero V. V., Popov e. P., 1979. Hysteretic behaviour of reinforced concrete structural walls. Earthquake Engineering Research Center, University of California, Los Angeles. Report n° UCB/EERC – 79/20 August 1979.

CAPITOLO 7

LA RISPOSTA SISMICA DI EDIFICI A PARETI ESTESE DEBOLMENTE ARMATE: UN CASO STUDIO

7.1 PREMESSA

In questo capitolo viene illustrato il caso studio di un edificio a pareti perimetrali e telai interni.

Il primo passo riguarda la progettazione dell'edificio a pareti e di un edificio delle stesse dimensioni ma con telai anche sul perimetro per poterne fare un confronto soprattutto in termini di comportamento dinamico lineare (periodi, modi di vibrare e masse partecipanti). Inoltre, per l'edificio a pareti viene analizzato l'effetto della rigidità dell'impalcato sul comportamento dinamico, considerando che quest'ultimo sia infinitamente rigido sia con una deformabilità assegnata mediante la scelta di uno spessore equivalente in calcestruzzo che rappresenta una determinata tipologia di solaio in base a quanto illustrato nel capitolo 3. Gli effetti della rigidità del solaio nel piano vengono studiati analizzando la distribuzione degli spostamenti e delle sollecitazioni taglianti negli elementi verticali. Infine viene proposto un modello semplificato dell'edificio per determinarne il periodo proprio.

Nella seconda parte del capitolo viene eseguita un'analisi non lineare dell'edificio per valutarne le risorse in termini di sovrarigidità e di duttilità e quantificare il fattore di struttura; in questa fase viene considerata anche la possibilità di plasticizzazione dei pilastri verificando che, invece, rimangono in campo lineare fino alla crisi delle pareti.

7.2 IL CASO STUDIO

L'edificio analizzato (Figura 7.1) ha un pianta rettangolare di dimensioni 20m x 30m e si sviluppa su 3 piani di altezza 3m; la struttura è costituita da una

parete perimetrale di spessore 15cm, da pilastri di sezione 30cm x 30cm su tutti e tre i livelli disposti con una maglia di 5m; le travi su cui poggiano i solai sono state ipotizzate a spessore di solaio con dimensioni 50cm x 25cm al primo impalcato, 40cm x 25cm al secondo impalcato e 50cm x 20cm all'ultimo impalcato; le travi parallele all'orditura dei solai sono anch'esse a spessore con dimensioni 30cm x 25cm ai primi due impalcati e 30cm x 20cm all'ultimo impalcato. Le pareti perimetrali presentano dei vani per le porte e le finestre; la disposizione delle aperture dà forma a pareti prevalentemente di lunghezza 1m e 2m in entrambe le direzioni. I solai sono realizzati con casseformi in EPS (del tipo di quelli analizzati nel capitolo 3) ed hanno spessore di 25cm per i primi due impalcati e 20cm per il terzo impalcato.

La struttura è stata progettata considerando i parametri spettrali riportati in Tabella 7.1, che corrispondono ad una zona di media sismicità, e, seguendo le indicazioni delle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC2008 – DM 14 gennaio 2008) per gli edifici a pareti, poiché i pilastri assorbono un'aliquota trascurabile dell'azione sismica. Avendo fatto riferimento alla tipologia con pareti debolmente armate, la classe di duttilità è B, e il fattore di struttura di progetto è stato assunto pari a 1.5, valutando il fattore di forma delle pareti k_w , con riferimento alle dimensioni delle pareti perimetrali in assenza di fori. Anche se l'edificio presenta due assi di simmetria nella progettazione è stata considerata comunque l'eccentricità accidentale prevista dalla Norme.

Le armature sono state progettate considerando per le pareti solo armatura diffusa pari a $\phi 10/20$ cm, e per i pilastri sono stati adottati i dettagli costruttivi indicati per le costruzioni in c.a. non soggette ad azioni sismiche (capitolo 4 delle NTC2008).

Parallelamente, è stato progettato, per la stessa azione sismica, un altro edificio con le stesse dimensioni ma realizzato con tipologia strutturale a telaio (Figura 7.2) in Classe di duttilità B. Il fattore di struttura di progetto risulta in tal caso

3.12.

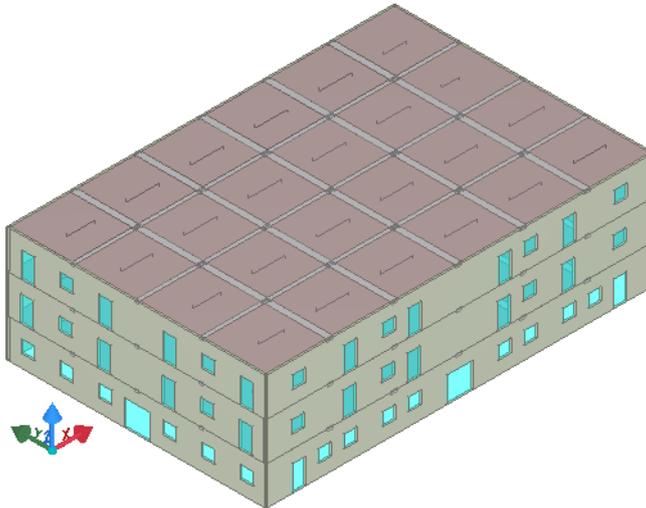


Figura.7.1. Modello 3D dell'edificio a pareti.

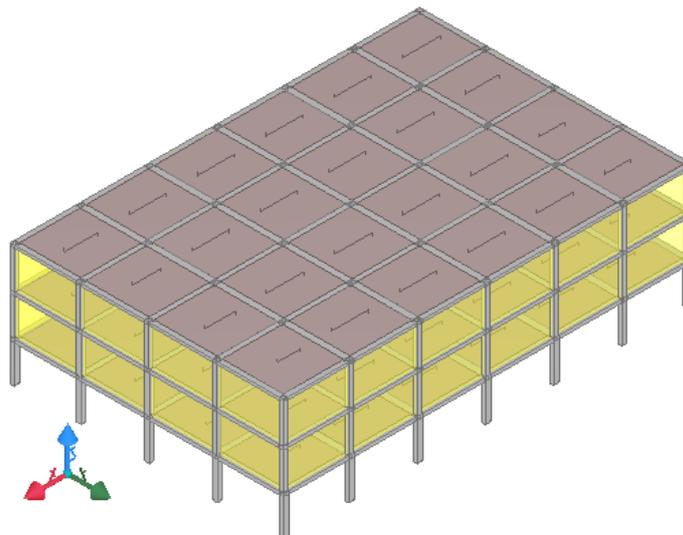


Figura 7.2 Modello 3D dell'edificio a telaio.

a_g/g [/]	0.197
F_0 [/]	2.389
T_c^* [s]	0.374
S_s [/]	1.417
C_c [/]	1.452
S_t [/]	1

Tabella 7.1. Parametri spettrali di progetto.

Per questo secondo edificio sono state ottenute dimensioni delle travi e dei pilastri maggiori di quelle dell'edificio precedente, e per tutti gli elementi travi e pilastri sono stati adottati i dettagli costruttivi indicati dalla norma per le costruzioni in zona sismica (capitolo 7 delle NTC2008).

Nella Tabella 7.2 si riportano le informazioni principali relative alle dimensioni dei pilastri e delle travi ed alle percentuali di armatura; in entrambi i casi per i materiali è stato considerato un calcestruzzo C25/30 ed un acciaio B450C.

	edificio a pareti		edificio a telai	
	Pilastri (cmxcm)	ρ_s (%)	pilastri (cmxcm)	ρ_s (%)
I° impalcato	30x30	1.40	30x40	2.24
II° impalcato	30x30	1.40	30x35	2.24
III° impalcato	30x30	1.40	30x30	2.01
	Travi (cmxcm)	ρ_s (%)	Travi (cmxcm)	ρ_s (%)
I° impalcato in x	30x25	1.26	40x25	0.75
I° impalcato in y	50x25	0.75	50x25	0.94
I° impalcato in x			40x25	0.75
I° impalcato in y			40x25	0.75
II° impalcato in x	30x25	1.26	35x25	1.07
II° impalcato in y	40x25	0.94	40x25	0.75
II° impalcato in x		0.69	35x25	1.07
II° impalcato in y		0.52	35x25	1.07
III° impalcato in x	30x20	1.57	35x20	1.35
III° impalcato in y	50x20	0.94	45x20	1.05
III° impalcato in x			35x20	1.35
III° impalcato in y			35x20	1.35

Tabella 7.2. Dimensioni elementi e percentuale di armatura.

Per l'edificio a pareti sono stati individuati diversi casi (soffitto rigido, deformabile e con una lastra in calcestruzzo di spessore assegnato), in funzione del tipo di impalcato utilizzato (soffitto in EPS e soffitto latero-cementizio), inoltre per ciascuna tipologia si è tenuto conto del peso.

Pertanto nel caso del soffitto in EPS (cioè con un peso ridotto), oltre ai casi

estremi di solaio infinitamente rigido e deformabile si è considerata una piastra di spessore di 4cm che rappresenta la sola soletta in calcestruzzo così come indicato dalle analisi eseguite nel capitolo 3 sui solai in EPS e di 12cm. Per il solaio latero-cementizio, oltre ai casi estremi di infinita rigidità e deformabilità, si è considerata una lastra in calcestruzzo di spessore 12, 16, 20 e 24cm.

7.3 ANALISI DEL COMPORTAMENTO DINAMICO LINEARE

7.3.1 Periodi di vibrare e masse partecipanti

In questo paragrafo viene analizzato il comportamento dinamico delle diverse tipologie strutturali progettate. In particolare si sono considerati i seguenti aspetti:

- modi di vibrare;
- periodi;
- masse partecipanti.

Sia la struttura a telaio che quelle con pareti perimetrali risultano essere regolari in pianta ed in altezza secondo le indicazioni delle NTC2008.

In particolare tutte le strutture presentano due assi di simmetria sia per la distribuzione delle masse che degli elementi resistenti, pertanto il baricentro delle masse coincide con il baricentro geometrico e con il baricentro delle rigidità. Di seguito viene riportato il quadro riepilogativo dei pesi sismici, per ogni impalcato e per ogni elemento costituente l'edificio; i risultati sono riportati in Tabella 7.3 per l'edificio con telai con solai in EPS e in Tabella 7.4 per quello con pareti con solai in EPS. Si osserva che il peso complessivo aumenta del 5.2% passando dall'edificio a telaio a quello con pareti; in particolare il peso delle pareti è circa il 156% in più di quello delle tamponature, ma i pilastri e le travi si riducono di peso del 33% nell'edificio a pareti.

CAPITOLO 7 - LA RISPOSTA SISMICA DI EDIFICI A PARETI ESTESE DEBOLMENTE ARMATE: UN CASO STUDIO

	peso solaio [kN]	Peso travi [kN]	Peso pilastri [kN]	Peso tompagni [kN]	Peso totale [kN]
solaio 1	3960	787.50	135	374.40	5256.90
solaio 2	3960	665.63	118.13	374.40	5118.16
solaio 3	2040	557.50	101.25	187.20	2885.95
totale					13261.01

Tabella 2.3. Pesì strutturali edificio a telai con solaio in EPS.

	Peso solaio [kN]	Peso travi [kN]	Peso pilastri [kN]	Peso pareti [kN]	Peso totale [kN]
solaio 1	3960	481.25	101.25	960	5502.50
solaio 2	3960	418.75	101.25	960	5440.00
solaio 3	2040	385	101.25	480	3006.25
totale					13948.75

Tabella 7.4. Pesì strutturali edificio a pareti con solaio in EPS.

Nella Tabella 7.5 vengono riportati dati analoghi per l'edificio a pareti con solaio latero-cementizio; nei confronti dell'edificio a pareti con solaio in EPS si osserva un incremento del peso complessivo del 16.8% dovuto all'incremento del peso del solaio latero-cementizio.

	Peso solaio [kN]	Peso travi [kN]	Peso pilastri [kN]	Peso pareti [kN]	Peso totale [kN]
solaio 1	4800	481.25	101.25	960	6342.50
solaio 2	4800	418.75	101.25	960	6280.00
solaio 3	2700	385	101.25	480	3666.25
totale					16288.75

Tabella 7.5. Pesì strutturali edificio a pareti con solaio latero-cementizio.

In Tabella 7.6 sono riportati i dati ricavati dall'analisi modale, mediante il software di calcolo "SAP2000" relativi ai periodi fondamentali di vibrazione e alle masse partecipanti, per la struttura a pareti perimetrali con solaio in EPS. Si osserva che per la struttura modellata con l'impalcato rigido già dopo i primi due modi di vibrare si è raggiunta una massa eccitata superiore all'85%, cioè corrispondente al valore minimo indicato dalla normativa; infatti in direzione x risulta eccitato l'88.6% delle masse mentre in direzione y l'86.5%; rileva però, la presenza di modi superiori che eccitano una massa superiore al 5%. In

particolare in direzione y il modo di vibrare 37 presenta una massa partecipante pari all'8%. Gli altri modelli di impalcato presentano anche essi modi superiori con masse partecipanti maggiori del 5%.

	Solaio in EPS DEFORM.	Solaio in EPS 4cm	Solaio in EPS 12cm	Solaio in EPS RIGIDO
periodo fondamentale dir. X	0.588	0.099	0.095	0.064
massa partecipante dir. X	0.539	0.388	0.323	0.886
periodo fondamentale dir. Y	0.681	0.111	0.097	0.079
massa partecipante dir. Y	0.594	0.808	0.822	0.865

Tabella 7.6. Periodo fondamentale e masse partecipanti della struttura a pareti con il peso del solaio in EPS.

Per la struttura intelaiata (Tabella 7.7) si osserva che l'85% delle masse non viene raggiunto nei primi due modi, infatti dai risultati è stato rilevato che è stato superato in direzione x ed y rispettivamente dopo il 4° ed il 5° modo di vibrare ma anche in questo caso si ha la presenza di modi superiori che eccitano una massa superiore al 5%, anche se compresi nell'ambito dei primi 9 modi (in direzione x il 7° modo eccita il 5% e l'8° modo il 6%).

struttura a telaio	Solaio in EPS RIGIDO
Periodo fondamentale dir. X	0.624s
massa partecipante dir. X	80.8%
Periodo fondamentale dir. Y	0.597s
massa partecipante dir. Y	80%
massa totale	13261

Tabella 7.7. Periodo fondamentale e masse partecipanti della struttura a telaio.

In Tabella 7.8 vengono riportati i risultati in termini di periodo fondamentale di vibrazione e massa partecipante per l'edificio a pareti progettato con solaio latero-cementizio.

	Solaio in LC DEFORM.	Solaio in LC 12cm	Solaio in LC 16cm	Solaio in LC 20cm	Solaio in LC 24cm	Solaio in LC RIGIDO
periodo fondamentale dir. X	0.653	0.068	0.067	0.067	0.103	0.070
massa partecipante dir. X	0.550	0.378	0.372	0.344	0.299	0.890
periodo fondamentale dir. Y	0.754	0.106	0.103	0.101	0.100	0.087
massa partecipante dir. Y	0.602	0.763	0.828	0.847	0.847	0.869

Tabella 7.8. Periodo fondamentale e masse partecipanti della struttura a pareti con il peso del solaio latero-cementizio.

Per meglio analizzare i risultati si deve tenere conto dell'espressione analitica del periodo di vibrazione di una struttura :

$$T_i = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{m_i}{K_i}}$$

con m_i e K_i rispettivamente pari alla massa e rigidezza efficaci associate al modo i-esimo.

Dalle tabelle si osserva che i valori dei periodi, a parità di tipologia di solaio, aumentano passando dalla modellazione di solaio rigido a deformabile, in quanto la struttura risulta “relativamente” più deformabile. Con l'assunzione di impalcato rigido, i periodi aumentano leggermente passando dalla tipologia con EPS a quella con solaio latero-cementizio, in quanto a parità di comportamento nel proprio piano, c'è un aumento delle masse dovuto al peso proprio del solaio. Infine si può osservare che i periodi nella direzione y sono sempre maggiori di quelli nella direzione x, poiché, per la geometria della pianta dell'edificio che risulta allungata in direzione x, lungo tale direzione la struttura risulta più rigida.

Confrontando i risultati degli edifici a pareti e a solai con solaio in EPS, riportati in Tabella 7.6 e Tabella 7.7, si osserva come i periodi di vibrare delle due tipologie strutturali siano notevolmente diversi tra di loro, poichè l'edificio a pareti presenta una rigidezza molto più elevata a fronte di una massa superiore di circa il 5%.

Poiché si tratta di strutture regolari si è valutato il periodo di vibrazione con la formula approssimata suggerita dalle NTC2008, $T_1 = C_1 \cdot H^{3/4}$, dove C_1 per il cemento armato è pari a 0.075.

Il periodo calcolato con la formula risulta pari a $T=0.39s$, cioè più piccolo di quello dell'edificio a telaio di circa il 20% e pari a circa 6 volte quello dell'edificio a pareti.

Invece la formulazione dell'Eurocodice 8 riferita agli edifici a pareti fornisce:

$$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4} \text{ con } C_1 = 0.075 / \sqrt{A_c}$$

in cui $A_c = \Sigma \cdot [A_i \cdot (0.2 + (l_{wi} / H))^2]$ è l'area effettiva totale delle pareti a taglio del primo piano dell'edificio, espressa in m^2 , A_i è l'area effettiva della parete a taglio i -esima al primo piano dell'edificio, espressa in m^2 , H è l'altezza dell'edificio valutata a partire dalla fondazione o dal basamento rigido e l_{wi} è la lunghezza della parete da taglio i -esima al primo piano nella direzione parallela alle forze applicate, espressa in m, con la limitazione che l_{wi}/H deve essere minore di 0.9. In questo caso nel calcolo delle aree sono state sottratte le zone delle aperture, ed l_{wi} è stato considerato per l'intera parete considerando la presenza dei fori.

Dall'applicazione della formulazione dell'EC8 risulta un periodo pari a $T=0.127s$ in direzione x e $T=0.152s$ in direzione y, cioè circa il doppio di quello individuato dall'analisi dinamica, ma comunque meno approssimato di quello delle NTC2008.

Infine l'edificio a pareti è stato modellato come una mensola a sezione cava, e quindi trascurando i fori dovuti alle porte ed alle finestre poste sul perimetro nonché la presenza dei pilastri centrali.

La sezione in pianta della struttura scatolare si presenta come riportata in Figura 7.3 dove l'area della sezione è solo quella delle pareti perimetrali.

La teoria applicata è quella del modello di trave di Timoschenko che considera la deformabilità dovuta sia alle azioni flessionali sia a quelle taglianti, che può risultare anche molto elevata al ridursi della snellezza dell'elemento. In questo caso la deformabilità tagliante certamente è molto maggiore di quella flessionale (la dimensione massima della sezione è 30m da rapportare ad una lunghezza di 9m), è necessario determinare il fattore di taglio χ .

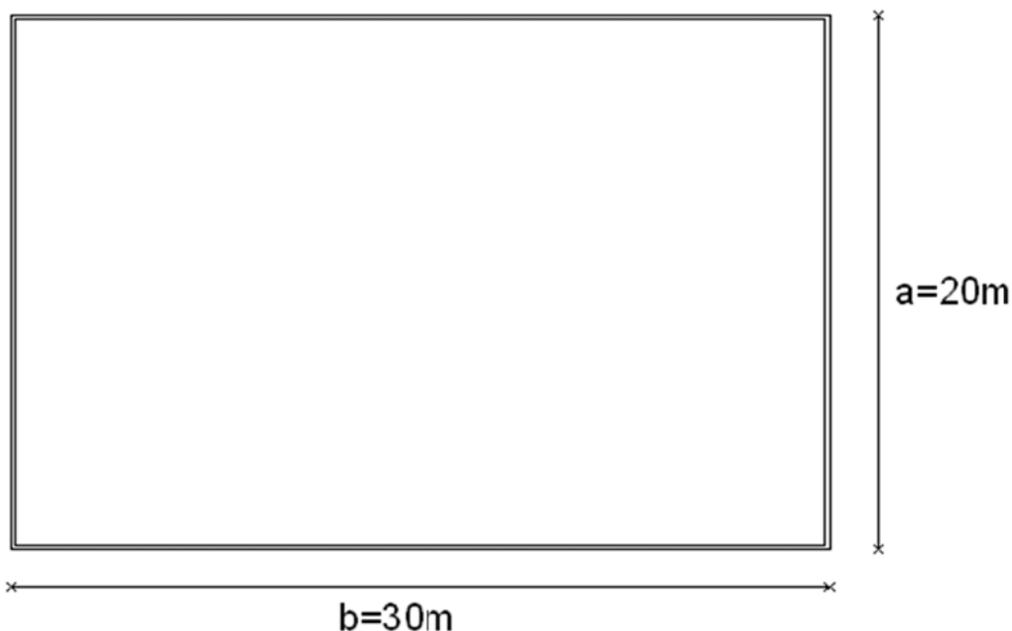


Figura 7.3. Dimensioni della sezione della struttura scatolare del modello monodimensionale.

La formula del fattore di taglio viene ricavata per le due direzioni x e y , cioè rispetto al lato lungo ed al lato corto dalla Tabella 7.9.

CAPITOLO 7 - LA RISPOSTA SISMICA DI EDIFICI A PARETI ESTESE DEBOLMENTE ARMATE: UN CASO STUDIO

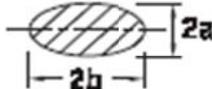
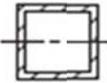
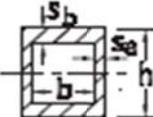
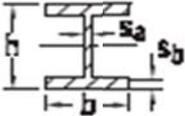
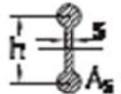
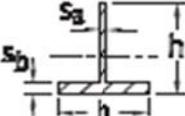
$\chi = \frac{7 + 6\nu}{6(1 + \nu)}$	
$\chi = \frac{(7 + 6\nu)(1 + m)^2 + 4m(5 + 3\nu)}{6(1 + \nu)(1 + m^2)^2}$ $m = b/a$	
$\chi = \frac{12 + 11\nu}{10(1 + \nu)}$	
$\chi = \frac{40 + 37\nu + m(16 + 10\nu) + \nu m^2}{12(1 + \nu)(3 + m)}$ $m = b/a$	
$\chi = \frac{4 + 3\nu}{2(1 + \nu)}$	
$\chi = \frac{48 + 39\nu}{20(1 + \nu)}$	
$\chi = \frac{p + q\nu + 10n^2[m(3 + \nu) + 3m^2]}{10(1 + \nu)(1 + 3m)^2}$ $m = bs_b / hs_2 \quad n = b/h$	
$\chi = \frac{p + q\nu + 30n^2m(1 + m) + 5\nu n^2m(8 + 9m)}{10(1 + \nu)(1 + 3m)^2}$ $m = 2bs_b / hs_2 \quad n = b/h$	
$\chi = \frac{p + q\nu}{10(1 + \nu)(1 + 3m)^2} \quad m = 2A_s / hs$	
$\chi = \frac{p + \nu q + 30n^2m(1 + m) + 10\nu n^2m(4 + 5m + m^2)}{10(1 + \nu)(1 + 3m)^2}$ $m = bs_b / hs_2 \quad n = b/h$	

Tabella 7.9. Formule di calcolo del fattore di taglio per sezioni di varie forme geometriche.

In particolare il fattore di taglio viene calcolato dalla relazione:

$$\chi_i = \frac{p + q\nu + 10n^2[m(3 + \nu) + 3m^2]}{10(1 + \nu)(1 + 3m)^2}$$

con:

$$n = m = \frac{b}{h}$$

$$p = 12 + 72m + 150m^2 + 90m^3$$

$$q = 11 + 66m + 135m^2 + 90m^3$$

Si ottengono così i fattori di taglio nelle due direzioni x ed y pari a:

$$\chi_y = 3.21 \text{ e } \chi_x = 1.82$$

Ottenuti i fattori di taglio si calcolano le inerzie della struttura vista come un elemento scatolare cavo, per ognuno degli assi di simmetria x ed y.

I valori che si ottengono sono i seguenti:

$$I_{y,r} = 1991.5m^4 \text{ e } I_{x,r} = 1077.7m^4.$$

Si riportano in Tabella 7.10 i valori geometrici e meccanici necessari per calcolare la rigidezza della struttura nelle due direzioni:

area	15m ²
E	24855578kN/m ²
v	0.2
h	9m
G	10356941kN/m ²

Tabella 7.10. Parametri geometrici e meccanici della sezione scatolare.

Determinati i dati necessari, si ricavano le rigidezze taglianti per le due direzioni x e y in base alla seguente formula:

$$K_i = \frac{GA}{\chi H_i}$$

mediante la rigidezza tagliente e quella flessionale, si ricavano i periodi di vibrazione del sistema equivalente ad 1 g.d.l.. Nella Tabella 7.11 sono riportati i risultati delle rigidezze per le due direzioni x ed y e per due distribuzioni di forze, una lineare (gruppo 1) ed una costante (gruppo 2). Il baricentro della distribuzione lineare è posto a 2/3H, cioè a 6 metri; invece il baricentro della distribuzione costante è posto ad H/2, cioè 4.5m.

asse	fattore di taglio	gruppo 1		gruppo 2		T [s]
		Rigidezza [kN/m]	Periodo [s]	Rigidezza [kN/m]	Periodo [s]	
X	1.82	14140593	0.064	18854124.64	0.055	0.056
Y	3.2	8042463	0.084	10723283.39	0.073	0.070

Tabella 7.11. Rigidezze e periodi calcolati con le due distribuzioni di forze. in relazione ai fattori di taglio.

L'ultima colonna rappresenta i periodi calcolati mediante l'analisi modale sull'intero edificio, già riportata nelle tabelle precedenti; si osserva che il valore dei periodi ricavati con il modello semplificato sono pressoché coincidenti con quelli dell'analisi modale.

7.3.2 Distribuzioni delle sollecitazioni sugli elementi resistenti verticali

In questo paragrafo vengono valutate le distribuzioni degli spostamenti ad ogni impalcato sugli elementi orizzontali (impalcati), mediante il software SAP2000 e delle sollecitazioni negli elementi verticali. Nel paragrafo si analizzano i casi per il solaio in EPS o latero-cementizio con impalcato deformabile al variare dello spessore e con impalcato rigido. Gli spessori dei solai variano da 1cm fino a 12 cm per analizzare in maniera più dettagliata l'effetto della rigidezza nel piano dell'impalcato sul comportamento dell'edificio.

In Figura 7.4 e Figura 7.5 sono riportati gli andamenti del rapporto tra lo spostamento baricentro del solaio e quello del suo punto di estremità (δ_1/δ_2) per gli edifici con solaio in EPS per i tre impalcati e rispettivamente nelle due direzioni x e y; chiaramente il riferimento dell'impalcato rigido è rappresentato da un rapporto unitario degli spostamenti dell'impalcato.

È possibile osservare che all'aumentare dello spessore del solaio il rapporto degli spostamenti passa da un valore minimo di 0.15 per lo spessore equivalente di solaio pari ad 1cm ad un valore massimo di 0.79 per lo spessore equivalente di solaio pari a 12cm, essendo prossimo allo zero per il caso di impalcato deformabile. Pertanto il caso di 4cm, che realmente introduce la

rigidezza di un solaio in EPS rappresentata solo dai 4 cm di spessore della soletta, non rappresenta una soluzione di impalcato rigido per edificio con pareti solo sul perimetro in quanto il rapporto di spostamento tra baricentro ed estremo del solaio varia tra 0.6 e 0.8, anche nel caso di edificio simmetrico.

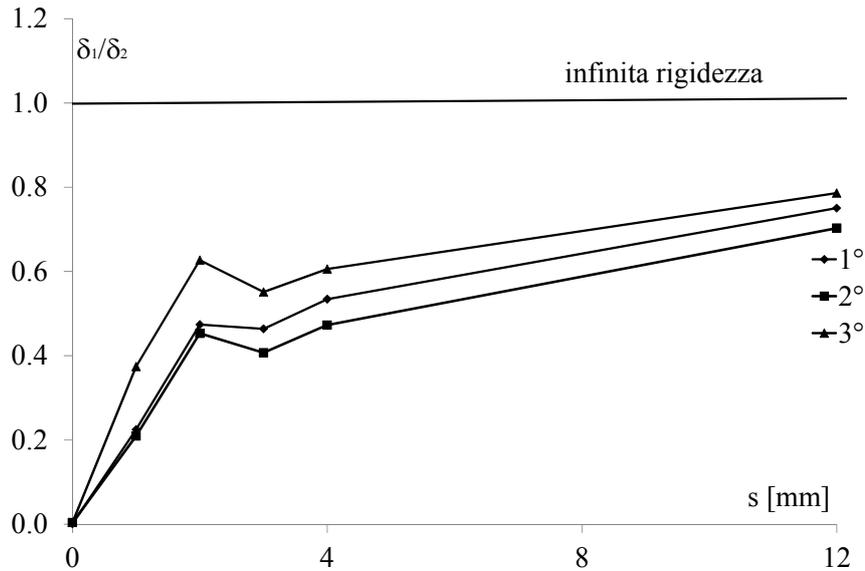


Figura 7.4. Andamento del rapporto δ_1/δ_2 per l'edificio a pareti con solaio in EPS al variare dello spessore equivalente di solaio per i tre impalcati in direzione x.

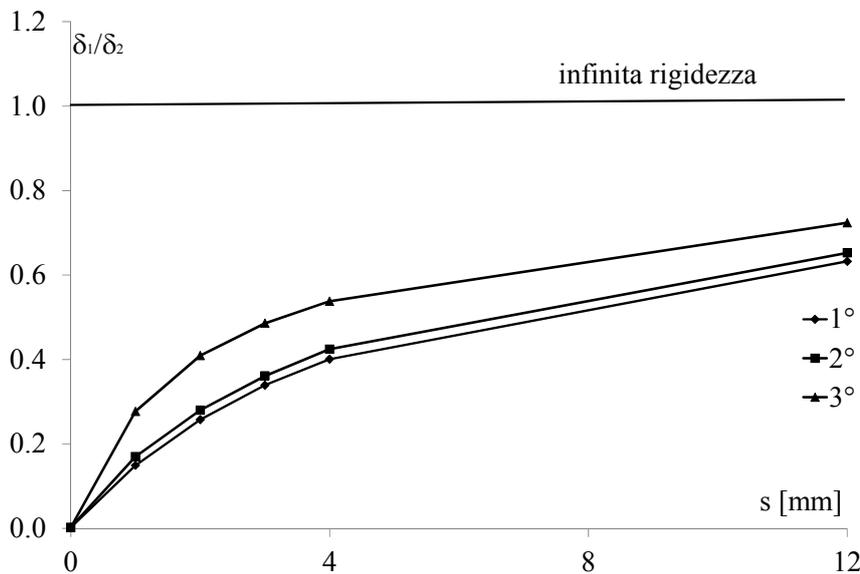


Figura 7.5. Andamento del rapporto δ_1/δ_2 per l'edificio a pareti con solaio latero-cementizio al variare dello spessore equivalente di solaio per i tre impalcati in direzione y.

Si osserva, inoltre, che tale rapporto, a parità di spessore equivalente di solaio, aumenta all'aumentare della quota dell'impalcato; infatti considerando una maggiore quota dell'impalcato la rigidità relativa tra la parete (rigidità traslazionale) e quella del solaio (rigidità nel piano) diminuisce dando maggiore efficacia al vincolo esercitato dal solaio.

Le Tabelle 7.12 e 7.13 riportano i valori del rapporto δ_1/δ_2 al variare dello spessore del solaio in EPS e al variare della quota dell'impalcato.

EPS x	Deformabile	1cm	2cm	3cm	4cm	12cm	rigido
1°	0.0012	0.2247	0.4738	0.4639	0.5342	0.7504	1
2°	0.0038	0.2094	0.4529	0.4070	0.4728	0.7028	1
3°	0.0041	0.3742	0.6268	0.5513	0.6058	0.7862	1

Tabella 7.12. Valori del rapporto δ_1/δ_2 al variare dello spessore del solaio in EPS e per ogni impalcato in direzione x.

EPS y	Deformabile	1cm	2cm	3cm	4cm	12cm	rigido
1°	0.0024	0.1491	0.2573	0.3392	0.4007	0.6325	1
2°	0.0025	0.1698	0.2799	0.3608	0.4244	0.6526	1
3°	0.0026	0.2770	0.4093	0.4857	0.5378	0.7237	1

Tabella 7.13. Valori del rapporto δ_1/δ_2 al variare dello spessore del solaio in EPS e per ogni impalcato in direzione y.

In Figura 7.6 e Figura 7.7 sono riportati gli stessi andamenti del rapporto δ_1/δ_2 per gli edifici a pareti con solaio latero-cementizio. È possibile osservare che all'aumentare dello spessore del solaio tale rapporto passa da un valore minimo di 0.20 per lo spessore equivalente di solaio pari ad 1cm ad un valore massimo di 0.87 per lo spessore equivalente di solaio pari a 24cm, essendo prossimo allo zero per il caso di impalcato deformabile.

Non vi sono sostanziali differenze rispetto al caso del solaio in EPS a parità di spessore perché anche in questo caso si osserva che tale rapporto, a parità di spessore equivalente di solaio, aumenta all'aumentare della quota dell'impalcato; tuttavia si deve sottolineare che nel caso del solaio latero-cementizio lo spessore equivalente che ne rappresenta la rigidità è almeno di

16cm, che si avvicina di più al risultato di impalcato rigido, ma nel caso della tipologia strutturale esaminata ne differisce ancora in modo non trascurabile.

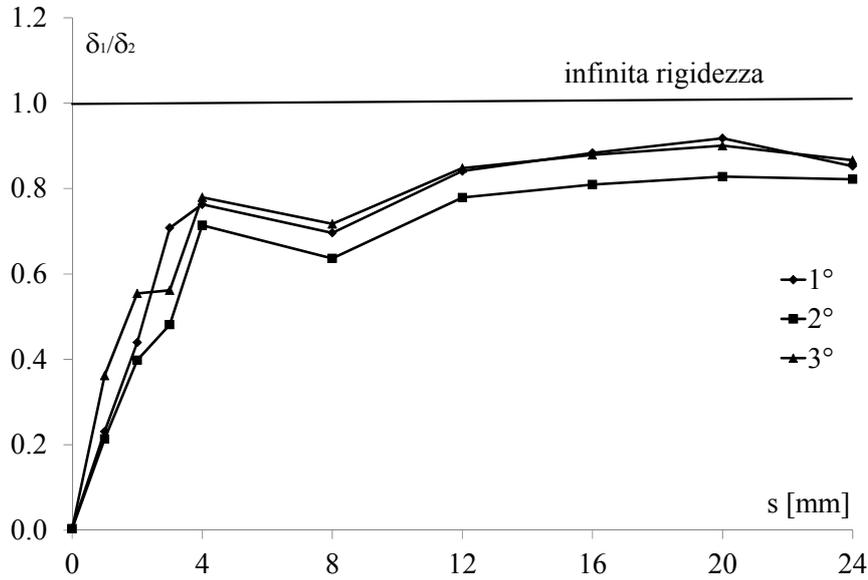


Figura 7.6. Andamento del rapporto δ_1/δ_2 per l'edificio a pareti con solaio laterocementizio al variare dello spessore equivalente di solaio per i tre impalcati in direzione x.

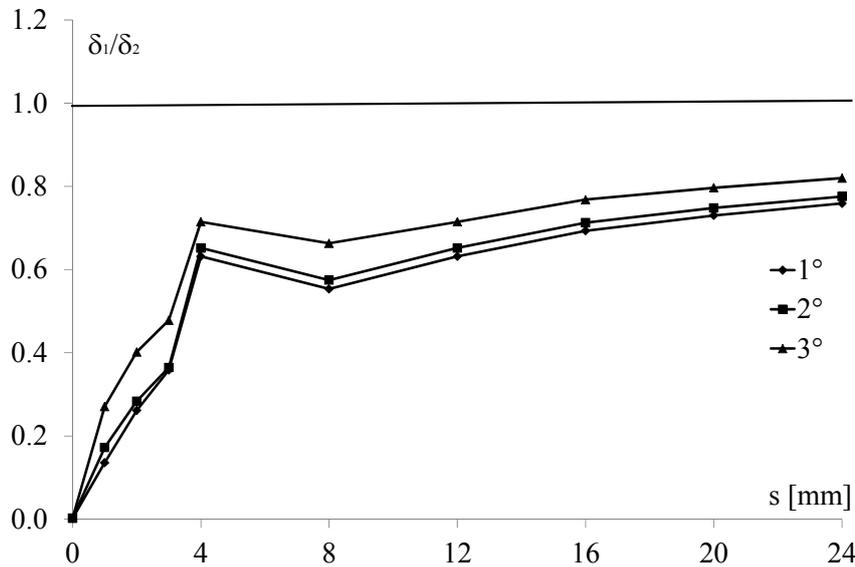


Figura 7.7. Andamento del rapporto δ_1/δ_2 per l'edificio a pareti con solaio laterocementizio al variare dello spessore equivalente di solaio per i tre impalcati in direzione y.

In Tabella 7.14 e Tabella 7.15 si riportano i valori del rapporto δ_1/δ_2 al variare

dello spessore del solaio latero-cementizio e al variare della quota dell'impalcato.

LC x	Def	1cm	2cm	3cm	4cm	8cm	12cm	16cm	20cm	24cm	rig
1°	0.005	0.231	0.440	0.708	0.763	0.696	0.841	0.884	0.918	0.852	1
2°	0.004	0.214	0.398	0.482	0.714	0.636	0.779	0.809	0.828	0.822	1
3°	0.004	0.362	0.555	0.562	0.779	0.717	0.848	0.879	0.901	0.866	1

Tabella 7.14. Valori del rapporto δ_1/δ_2 al variare dello spessore del solaio in latero-cementizio e per ogni impalcato in direzione x.

LC y	Def	1cm	2cm	3cm	4cm	8cm	12cm	16cm	20cm	24cm	rig
1°	0.002	0.136	0.261	0.359	0.632	0.554	0.632	0.694	0.730	0.759	1
2°	0.003	0.172	0.2834	0.365	0.652	0.575	0.652	0.713	0.748	0.776	1
3°	0.003	0.271	0.402	0.478	0.715	0.663	0.715	0.768	0.797	0.820	1

Tabella 7.15. Valori del rapporto δ_1/δ_2 al variare dello spessore del solaio in latero-cementizio e per ogni impalcato in direzione y.

In Figura 7.8 e Figura 7.9 sono diagrammati i rapporti tra i tagli sui pilastri e i tagli sulle pareti per ogni tipologia di solaio (EPS e latero-cementizio) al variare dello spessore; i valori sono anche riportati in Tabella 7.16 e Tabella 7.17.

T_{pil}/T_{par} EPS in x	def	1cm	2cm	3cm	4cm	12cm	rig
	0.700	0.017	0.009	0.017	0.007	0.008	0.005
T_{pil}/T_{par} EPS in y							
	1.608	0.040	0.024	0.018	0.016	0.013	0.007

Tabella 7.16. Valori del rapporto T_{pil}/T_{par} alla base al variare dello spessore del solaio in EPS.

T_{pil}/T_{par} LC in x	def	1cm	2cm	3cm	4cm	8cm	12cm	16cm	20cm	24cm	rig
	0.70	0.016	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
T_{pil}/T_{par} LC in y	def	1cm	2cm	3cm	4cm	8cm	12cm	16cm	20cm	24cm	rig
	1.61	0.04	0.02	0.02	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01

Tabella 7.17. Valori del rapporto T_{pil}/T_{par} alla base al variare dello spessore del solaio in LC.

E' chiaro che il caso di spessore nullo si riferisce all'ipotesi di solaio ideale infinitamente deformabile e quindi le azioni sismiche sugli elementi sono

proporzionali ai pesi che gravano direttamente su quegli elementi.

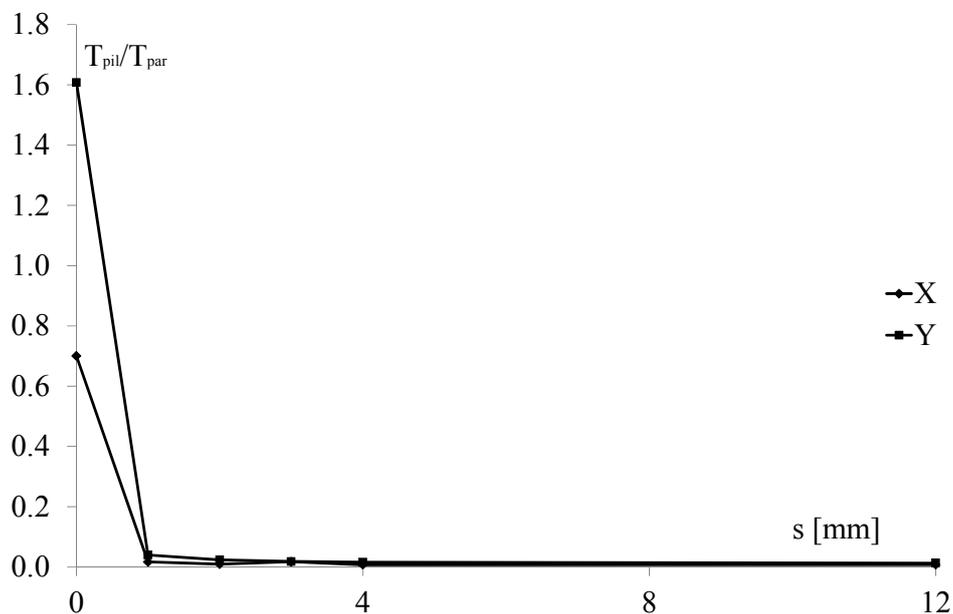


Figura 7.8. Andamento del rapporto T_{pil}/T_{par} per l'edificio a pareti con solaio in EPS al variare dello spessore equivalente di solaio per le direzioni x e y.

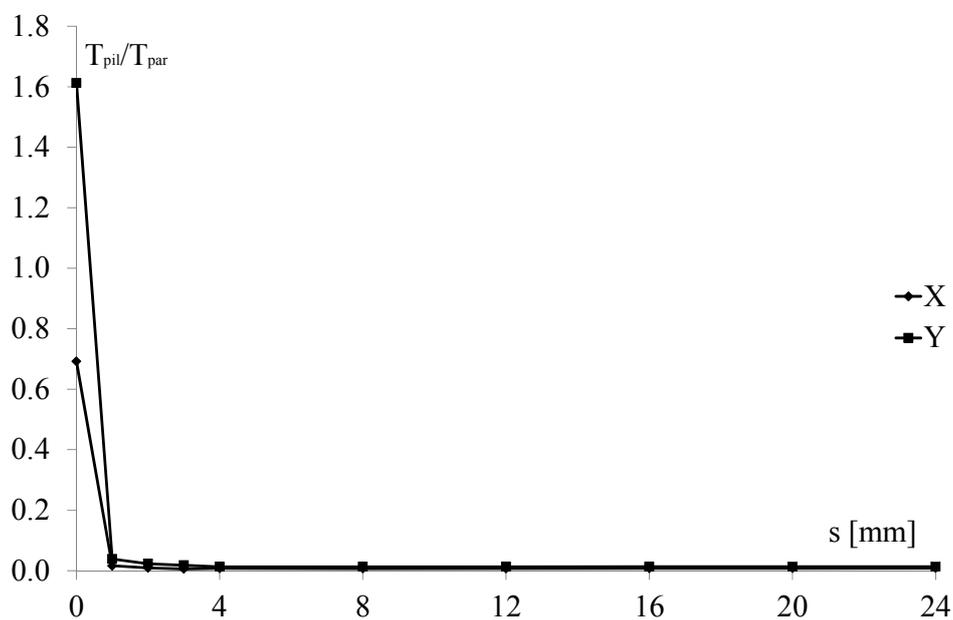


Figura 7.9. Andamento del rapporto T_{pil}/T_{par} per l'edificio a pareti con solaio latero-cementizio al variare dello spessore equivalente di solaio per le direzioni x e y

Dai risultati è possibile osservare che nel caso di impalcato deformabile ai

pilastri è affidata la maggior parte dell'azione sismica poiché ad essi è affidata la maggior parte del carico verticale; tuttavia già nel caso di spessori molto sottili di solaio l'impalcato ripartisce sostanzialmente tutta l'azione tagliante sulle pareti quasi azzerando il rapporto T_{pil}/T_{pa} , nonostante si sia precedentemente constatato che l'impalcato non risulta infinitamente rigido neanche per spessore elevati. Questo risultato è dovuto alla presenza di due elementi resistenti verticali che hanno una rigidezza molto diversa: le pareti sono molto più rigide dei pilastri; pertanto anche un impalcato molto deformabile (elevata variazione di spostamento orizzontale lungo l'impalcato) risulta molto rigido per i pilastri rispetto alle pareti ed è in grado di distribuire tutta l'azione sismica sulle sole pareti. In conclusione in questo tipo di edifici non si commette un errore rilevante in termini di ripartizione delle azioni sismiche assumendo l'impalcato come infinitamente rigido anche per tipologie di solaio che risultano deformabili nel piano.

Si riportano di seguito le tabelle e i diagrammi comparativi dei taglianti di piano dei telai e delle pareti per due diverse tipologie di solaio (EPS e latero-cementizio) nell'ipotesi di impalcato infinitamente rigido e nel caso di impalcato con la sua reale deformabilità. Per il solaio in EPS è stato considerato uno spessore equivalente di 4cm per il solaio in EPS e di 16cm per il solaio latero-cementizio così come calcolato nell'analisi numeriche eseguite nel capitolo 3.

EPS direzione x				
Impalcato	s=4cm		Rigido	
	V_{telaio} [kN]	V_{parete} [kN]	V_{telaio} [kN]	V_{parete} [kN]
1	8.60	2327.05	3.64	2474.72
2	5.13	1760.52	1.37	1928.59
3	3.40	670.57	0.31	855.08

Tabella 7.18. Taglianti in direzione x per solaio con EPS.

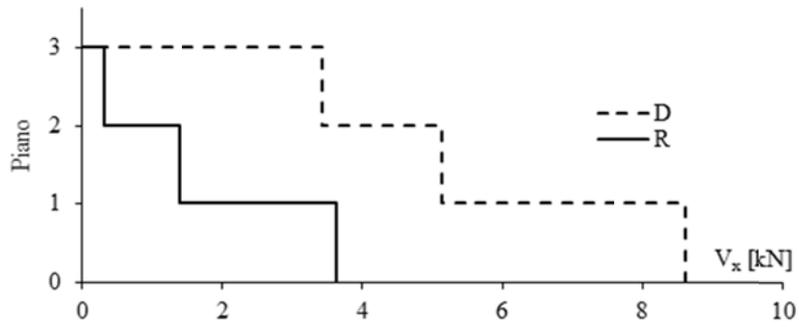


Figura 7.10. Confronto V_x telai per solaio con EPS.

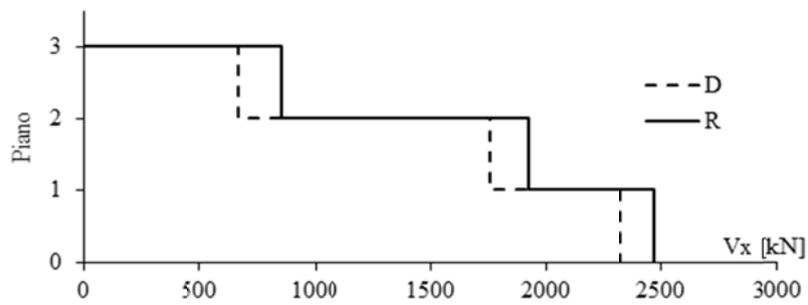


Figura 7.11. Confronto V_x pareti per solaio con EPS.

EPS direzione y				
Impalcato	s=4cm		Rigido	
	V_{telaio} [kN]	V_{parete} [kN]	V_{telaio} [kN]	V_{parete} [kN]
1	13.29	2216.12	3.76	2454.24
2	11.15	1671.10	1.81	1919.60
3	5.65	645.96	0.44	838.58

Tabella 7.19. Taglianti in direzione y per solaio con EPS.

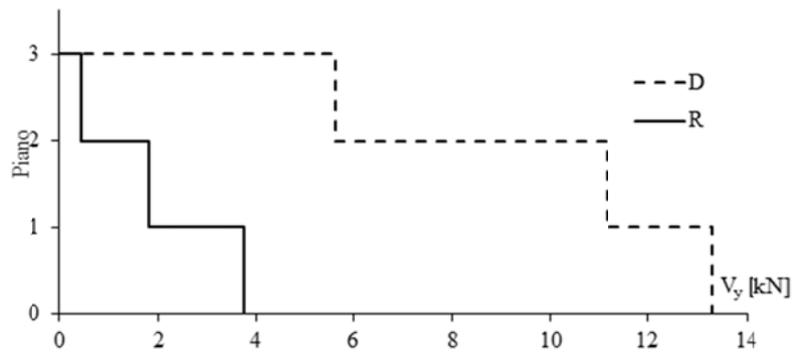


Figura 7.12. Confronto V_y telai per solaio con EPS.

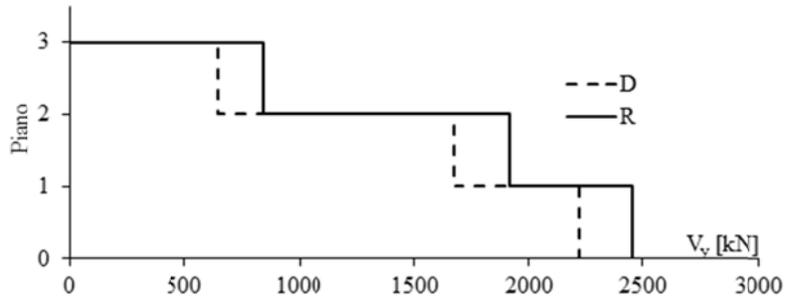


Figura 7.13. Confronto V_y pareti per solaio con EPS.

Laterizio direzione x				
Impalcato	s=16cm		Rigido	
	V_{telaio} [kN]	V_{parete} [kN]	V_{telaio} [kN]	V_{parete} [kN]
1	6.95	2845.18	4.26	2891.43
2	4.23	2218.25	1.58	2274.41
3	3.92	1025.18	0.40	1067.36

Tabella 7.20. Taglianti in direzione x per solaio con laterizi.

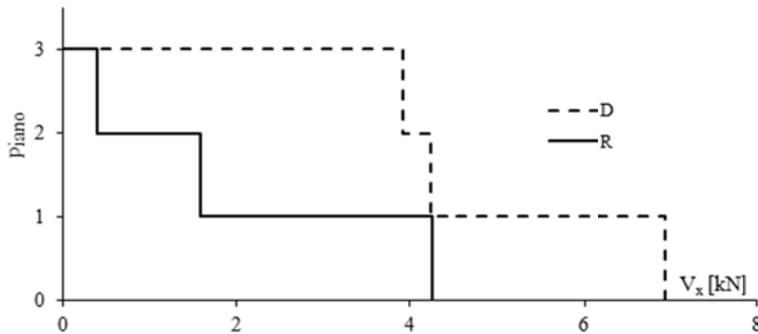


Figura 7.14. Confronto V_x telai per solaio con laterizi.

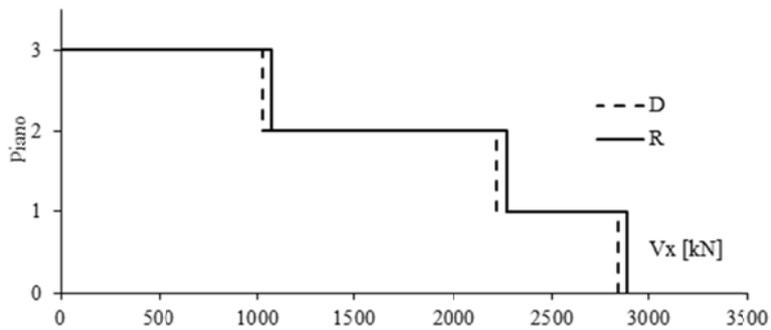


Figura 7.15. Confronto V_x pareti per solaio con laterizi.

Laterizio direzione y				
Impalcato	s=16cm		Rigido	
	V _{telaio} [kN]	V _{parete} [kN]	V _{telaio} [kN]	V _{parete} [kN]
1	10.74	2709.58	4.41	2878.33
2	9.82	2123.15	2.11	2265.32
3	5.69	984.02	0.64	1078.38

Tabella 7.21. Taglianti in direzione y per solaio con laterizi.

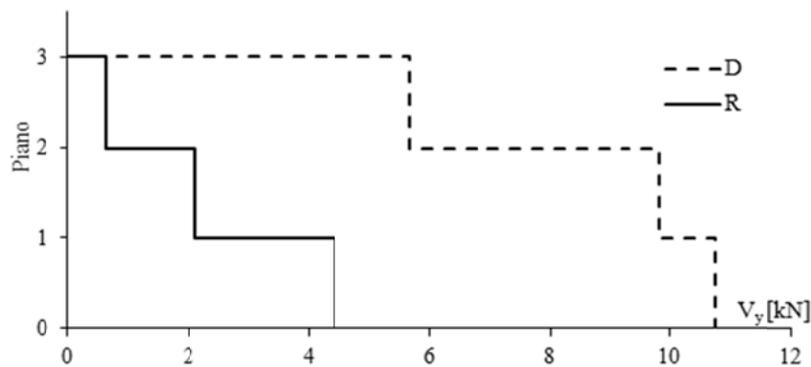


Figura 7.16. Confronto V_y telai per solaio con laterizi.

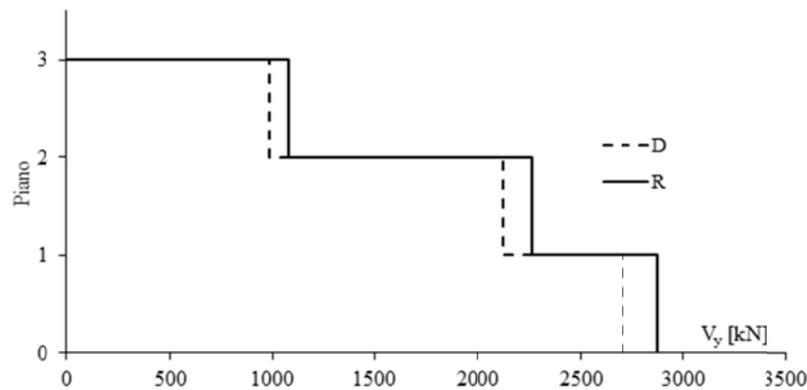


Figura 7.17. Confronto V_y pareti per solaio con laterizi.

Si può osservare dai grafici come l'ipotesi di impalcato rigido comporti un incremento del taglio nelle pareti rispetto all'introduzione dell'effettiva deformabilità dell'impalcato; quindi la sollecitazione calcolata nei pilastri risulta non conservativa quando si utilizza l'ipotesi di impalcato rigido. Tuttavia i valori delle sollecitazioni nei pilastri sono comunque molto modesti

anche assumendo l'effettiva deformabilità del solaio, poiché la loro rigidezza è trascurabile rispetto a quella delle pareti e quindi nel caso di impalcato rigido collaborano poco alla ripartizione delle azioni sismiche.

7.3.3 Analisi parametrica sulla distribuzione dei tagli negli elementi verticali

In questo paragrafo viene illustrata l'analisi parametrica svolta facendo variare le dimensioni dei pilastri interni all'edificio a pareti perimetrali con solaio in EPS per verificarne l'effetto sulla ripartizione della azioni tra pareti e telai. Per condurre l'analisi si fanno variare le dimensioni dei pilastri aumentandone la rigidezza fino a circa 50 volte e si considerano i due modi con massa partecipante maggiore nelle due direzioni principali x ed y analizzando il taglio di piano sui pilastri e sulle pareti. In Figura 7.18 e figura 7.19 sono riportati gli andamenti del rapporto tra il taglio assorbito dai telai T_{pil} e il taglio assorbito dalle pareti T_{par} al variare del rapporto tra la rigidezza di riferimento R_{rif} (pilastri di dimensioni 30cmx30cm) e la rigidezza considerata R ad ogni impalcato e per le due direzioni x ed y.

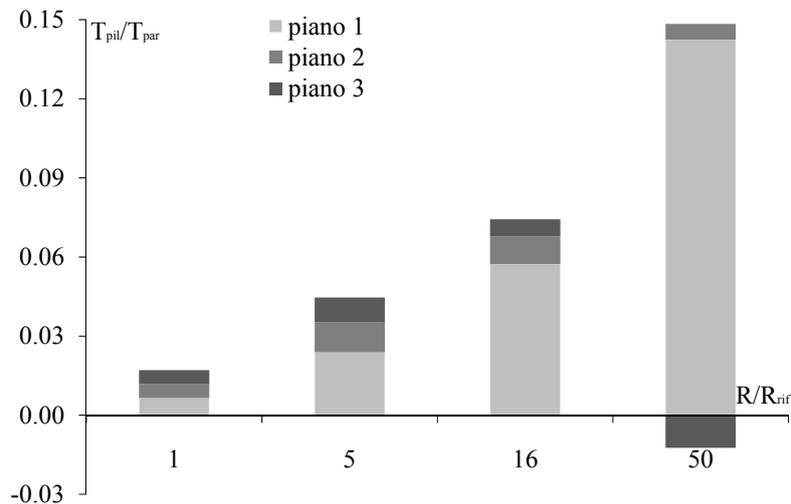


Figura 7.18. Andamento del rapporto T_{pil}/T_{par} al variare della rigidezza dei telai per la direzione x.

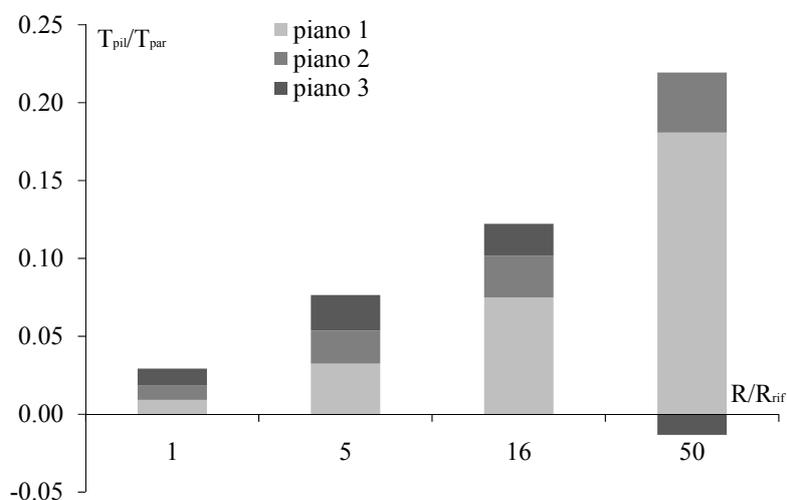


Figura 7.19. Andamento del rapporto T_{pil}/T_{par} al variare della rigidezza dei telai per la direzione y.

I grafici evidenziano come l'aliquota del taglio totale sui pilastri aumenti all'aumentare della sezione dei pilastri, anche se tale aliquota resta evidentemente minore di quella delle pareti. In Tabella 7.22 sono riportati i valori dei tagli su pilastri e pareti e il rapporto tra le due aliquote in termini percentuali per il piano terra.

	30cm x 30cm		45cm x 45cm		60cm x 60cm		80cm x 80cm	
	x	Y	x	y	x	y	x	Y
pilastri	1996	1799	7235	6251	16796	13981	39036	31211
pareti	307582	196296	302667	193100	293527	186540	274252	172633
T_{pil}/T_{par} [%]	0.6	0.9	2.3	3.2	5.7	7.4	14.2	18.1

Tabella 7.22. Riepilogo dei taglianti al piano terra sui pilastri e sulle pareti.

Dalla tabella si osserva come le aliquote di taglio sui pilastri varino da una percentuale dello 0.6% per i pilastri 30cm x 30cm fino ad un massimo del 18% per i pilastri 80cm x 80cm, che comunque rappresenta una quota limitata dell'azione complessiva; inoltre per ciascuno pilastro (15 pilastri) l'azione assorbita risulta poco più dell'1% del taglio che sollecita le pareti.

Nella Tabella 7.23 sono riportati i drift di interpiano dell'edificio al variare della sezione dei pilastri e della direzione considerata. Si osserva come le

variazioni degli spostamenti di interpiano siano trascurabili al variare delle dimensioni dei pilastri; in assoluto lo spostamento di interpiano massimo risulta essere lo 0.55%, cioè un valore molto prossimo allo spostamento di interpiano indicato dalle norme per la verifica allo Stato Limite del Danno pari a 0.5%, e quindi l'edificio si può considerare verificato anche allo SLD.

piano	30cm x 30cm		45cm x 45cm		60cm x 60cm		80cm x 80cm	
	x	y	x	y	x	y	x	y
1	0.55	0.51	0.54	0.50	0.53	0.48	0.49	0.45
2	0.42	0.47	0.42	0.47	0.42	0.47	0.43	0.48
3	0.24	0.26	0.24	0.26	0.24	0.26	0.25	0.27

Tabella 7.23. Drift di interpiano dell'edificio a pareti al variare della sezione dei pilastri.

7.3.4 Resistenza a pressoflessione e taglio dei singoli pannelli in c.a.

In questo paragrafo sono illustrati i domini resistenti allo stato limite ultimo, N-M, dei singoli pannelli in c.a. di dimensione 1m x 0.15m e 2m x 0.15m e le rispettive resistenze a taglio.

I pannelli come illustrato in fase di progettazione sono armati con $\phi 10/200$ mm sia in senso verticale che in senso orizzontale; il taglio resistente dei pannelli viene calcolato con il modello di traliccio variabile.

Per il pannello di 1m risulta un taglio resistente pari a $V_{Rd}=450$ kN, invece per il pannello da 2m risulta un taglio resistente pari a $V_{Rd}=900$ kN. Dalle analisi delle sollecitazioni ottenute dall'analisi dinamica lineare con fattore di struttura 1.5, tali pannelli mostrano un coefficiente di sicurezza pari a $CS=2.69$ per i pannelli da 1m ed pari a $CS=2.30$ per i pannelli di 2m.

In Figura 7.20 ed in Figura 7.21 sono illustrati i domini resistenti N-M per i pannelli di sezione 1m x 0.15m e 2m x 0.15m con le coppie N-M delle sollecitazioni dovute all'azione sismica.

Dai domini N-M è possibile osservare che, nel caso della pressoflessione, il coefficiente di sicurezza minimo risulta essere pari a $CF=1.10$ essendo alcune

coppie di sollecitazioni N-M prossime agli estremi del dominio N-M, dimostrando che il progetto è stato effettuato in modo efficace.

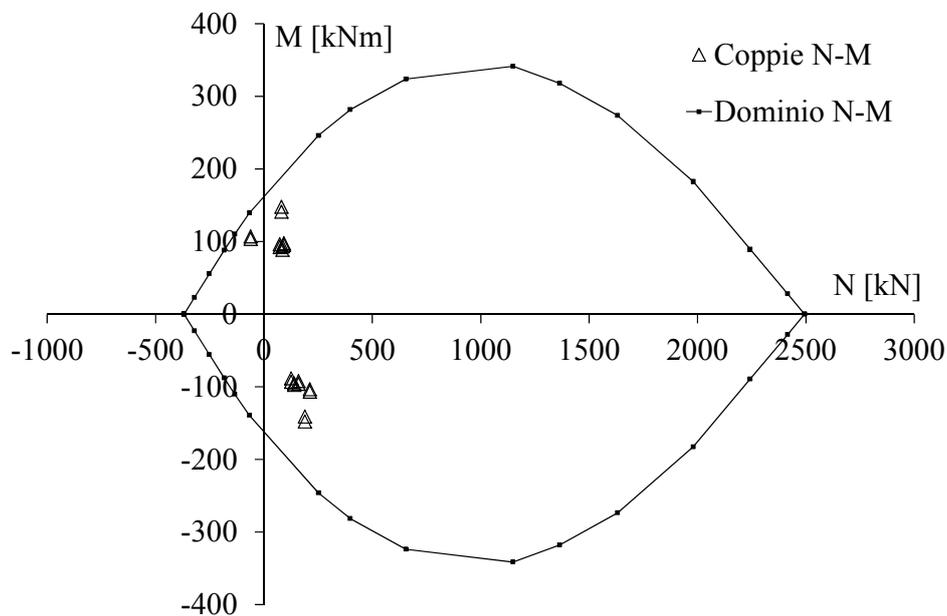


Figura 7.20. Dominio N-M per il pannello di lunghezza di 1m.

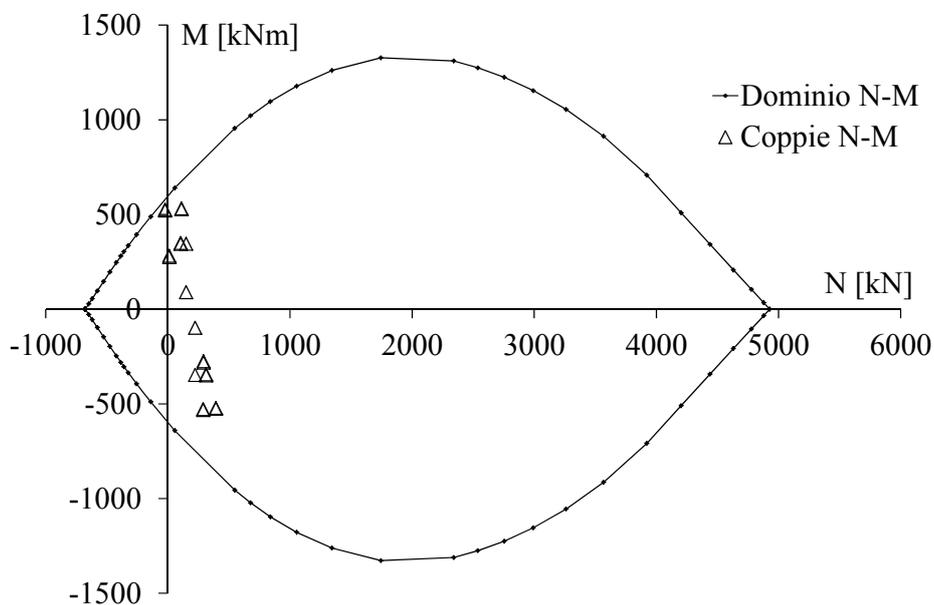


Figura 7.21. Dominio N-M per il pannello di lunghezza di 2m.

7.4. ANALISI STATICA NON LINEARE

Per l'edificio a pareti progettato e analizzato nei paragrafi precedenti è stata eseguita un'analisi statica non lineare mediante il modello agli elementi finiti sviluppato con il software SAP2000 già applicato per il confronto con le pareti sperimentali del capitolo 6. I materiali utilizzati sono calcestruzzo C25/30 e acciaio B450C. Per i materiali sono state considerate le resistenze caratteristiche di progetto. Per l'acciaio la tensione di snervamento è pari a $f_y=450\text{MPa}$ e la deformazione ultima $\epsilon_u=6.75\%$, nel modello numerico è stato utilizzato un legame costitutivo elasto-plastico. Il calcestruzzo presenta una resistenza di progetto $f_{cd}=25\text{MPa}$ ed è stato utilizzato lo stesso legame costitutivo già descritto per le pareti modellate nel capitolo precedente. La mesh delle pareti è stata sviluppata con elementi di dimensioni 500mm x 500mm.

Le pareti in calcestruzzo armato sono state modellate schematizzando la sezione come costituita da tre strati perfettamente aderenti che rappresentano il calcestruzzo, l'armatura longitudinale e l'armatura trasversale.

Per definire gli spessori dei diversi strati si è proceduto nel seguente modo:

- lo strato di calcestruzzo ha uno spessore pari allo spessore totale della sezione (150mm) trascurando l'aliquota occupata dall'acciaio;
- lo spessore dello strato di armatura del pannello si ottiene dividendo l'area dell'acciaio per la lunghezza della parete; lo spessore risulta pari a 0.78mm sia per l'armatura longitudinale sia per quella trasversale.

Nella modellazione è stato considerato il comportamento non lineare solo delle pareti, mentre per i pilastri e le travi si è assunto un comportamento indefinitamente elastico. L'impalcato è stato considerato infinitamente rigido nel proprio piano alla luce di quanto detto anche nei paragrafi precedenti, considerando come tipologia di solaio quello in EPS con i relativi pesi.

Sono state considerate due distribuzioni di forze per ogni direzione così come

indicato dalla Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009.

La prima distribuzione di forze utilizzata appartiene al gruppo 1 e corrisponde ad una *distribuzione di accelerazioni proporzionale alla forma del modo di vibrare, applicabile solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75%*. La seconda distribuzione di forze utilizzata appartiene al gruppo 2 e corrisponde ad una *distribuzione uniforme di forze, da intendersi come derivata da una distribuzione uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione*.

Pertanto, sono state ricavate le quattro curve taglio alla base-spostamento in testa, $V-\delta$, per le due direzioni principali e per le due distribuzioni di forze, riportate in Figura 7.22 e in Figura 7.23.

Lo spostamento massimo è stato individuato in corrispondenza di $V=0.85V_{max}$. Tali curve, rappresentative del sistema a più gradi di libertà (MDOF) sono state trasformate in modo da rappresentare la risposta di un sistema ad un grado di libertà (SDOF). La trasformazione è stata eseguita utilizzando le indicazioni della Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009, dividendo i valori del taglio ed i valori dello spostamento per il fattore di partecipazione modale Γ .

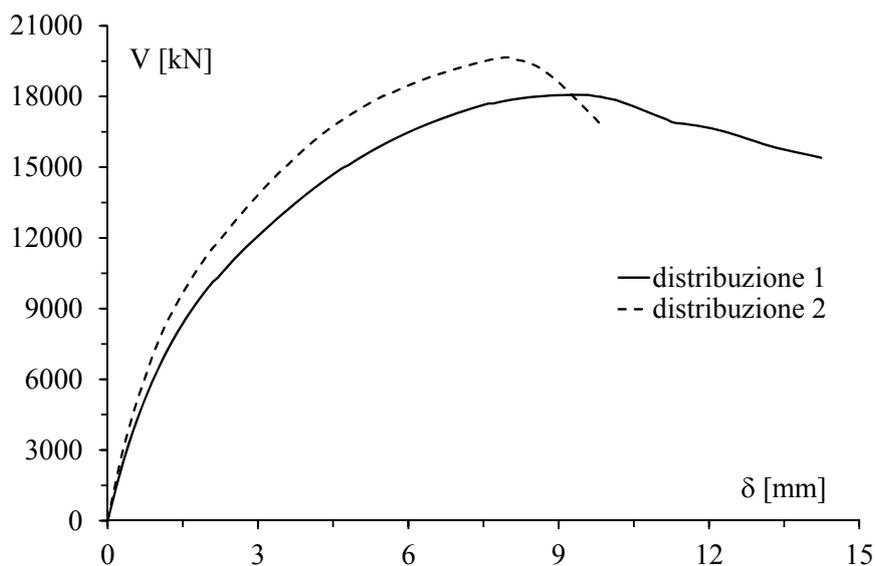


Figura 7.22. Curve $V-\delta$ in direzione x

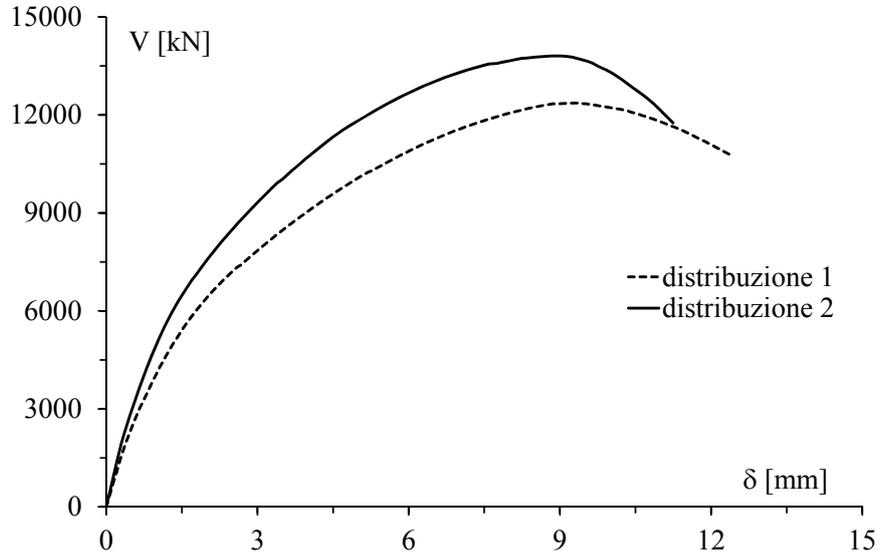


Figura 7.23. Curve V- δ in direzione y

Ottenute le curve del sistema SDOF sono state costruite le curve bilineari equivalenti caratterizzate da un primo tratto a comportamento elastico e da un secondo tratto a comportamento perfettamente plastico. Tali curve sono state individuate fissandone il passaggio per il punto in cui V è pari a $0.6V_u$ ed imponendo il medesimo spostamento ultimo d_u . In Figura 7.24, Figura 7.25, Figura 7.26, Figura 7.27 si riportano le costruzioni di equivalenza. La curva bilineare del sistema SDOF rappresenta la sua capacità in termini di taglio V e di spostamento d^* . Per ogni curva sono state calcolate le seguenti quantità:

- $m^* = \varphi^T M \tau$;
- $T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}}$;
- $d_{e,max}^* = S_{De}(T^*)$;
- $q^* = S_e(T^*) m^* / F_y$;
- $d_{max}^* = \frac{d_{e,max}^*}{q^*} \left[1 + (q^* - 1) \frac{T_c}{T^*} \right] \geq d_{e,max}^*$.

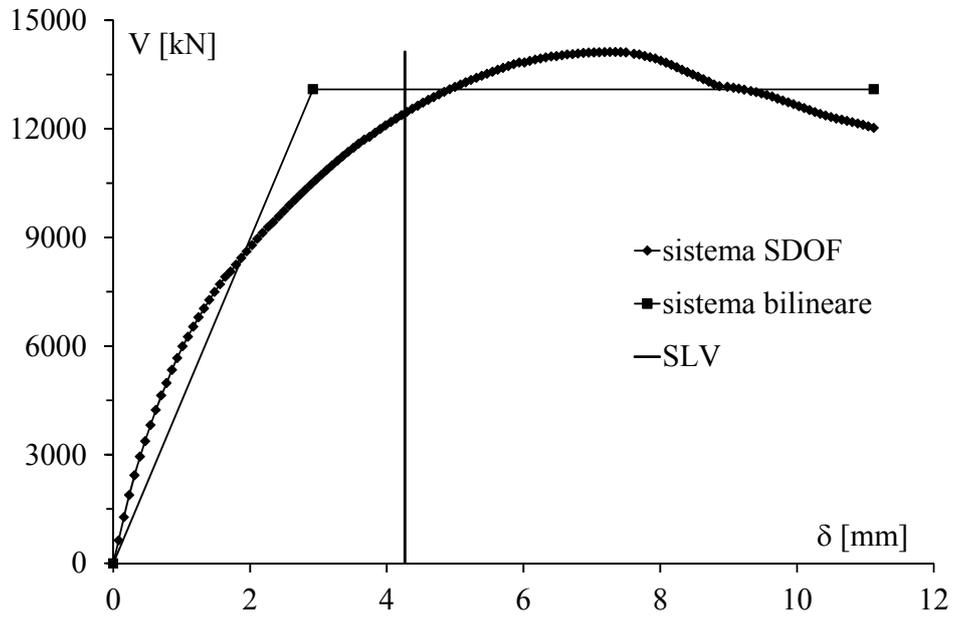


Figura 7.24. Curve V- δ per il sistema SDOF in direzione x per la distribuzione 1.

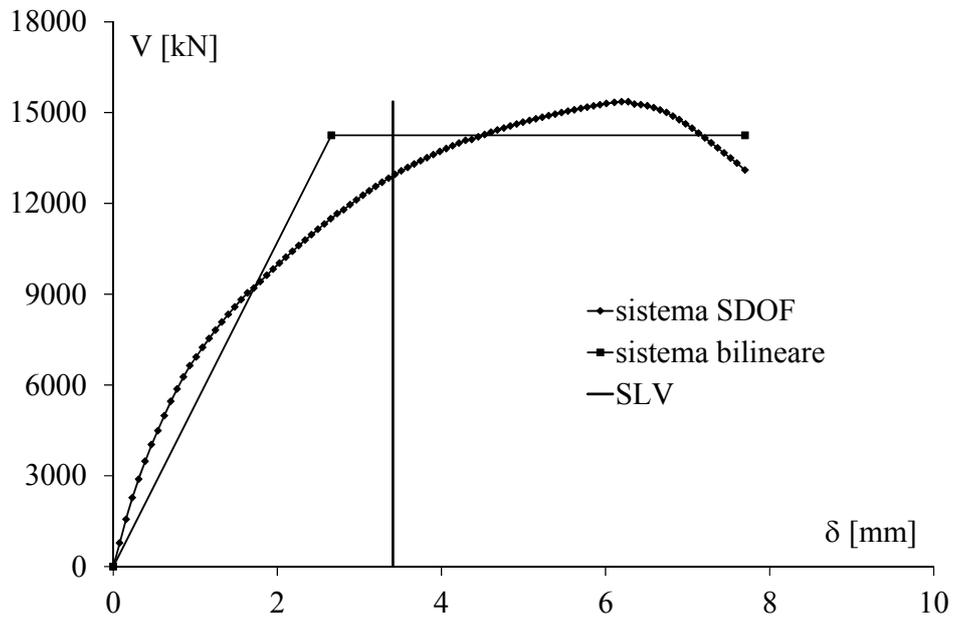


Figura 7.25. Curve V- δ per il sistema SDOF in direzione x per la distribuzione 2.

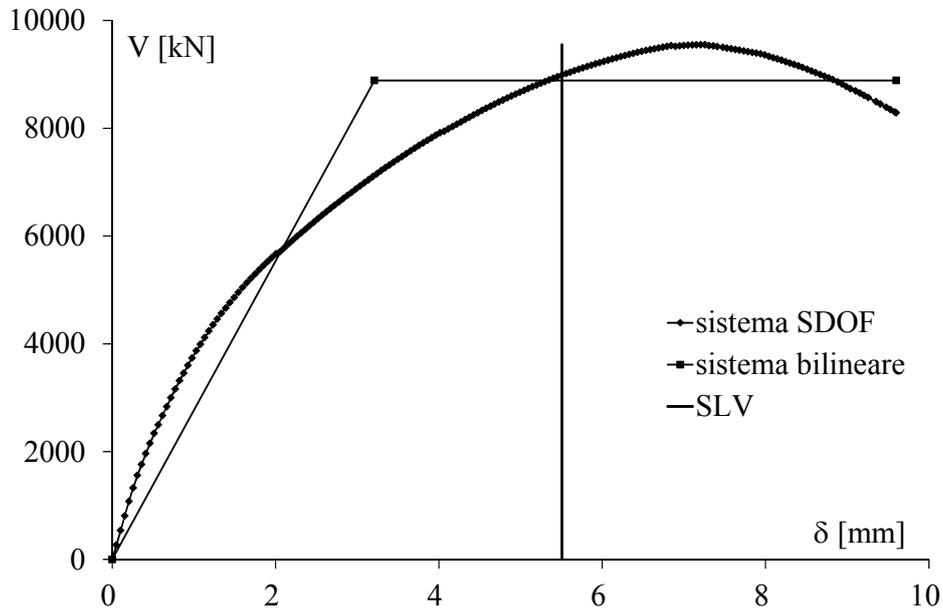


Figura 7.26. Curve V- δ per il sistema SDOF in direzione y per la distribuzione 1.

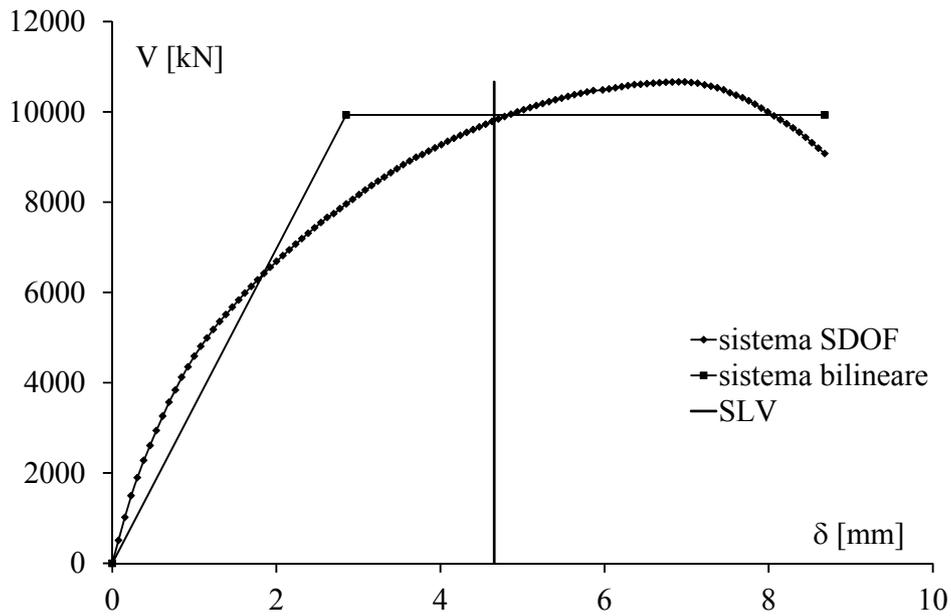


Figura 7.27. Curve V- δ per il sistema SDOF in direzione y per la distribuzione 2.

I risultati mostrano che ciascuna curva bilineare fornisce una capacità di spostamento della struttura maggiore della richiesta ($d_u^* \geq d_{max}^*$) con coefficienti di sicurezza in condizioni sismiche compresi tra 1.7 and 2.6. inoltre, è stato

calcolato il fattore di struttura dell'edificio considerando i vari contributi:

$$q = R_{\mu} \cdot R_s \cdot R_{\omega} = \frac{V_e}{V_y} \cdot \frac{V_y}{V_l} \cdot \frac{V_l}{V_d} = \frac{V_e}{V_d}$$

dove V_e è il taglio alla base richiesto dal sisma se la struttura rimane in campo elastico, V_y è il taglio alla base in corrispondenza della formazione del meccanismo di crisi, V_l è il taglio in corrispondenza della prima plasticizzazione e V_d è la resistenza di progetto ottenuta dallo spettro di progetto (i.e. spettro elastico ridotto del fattore di struttura di progetto). Pertanto R_{μ} rappresenta il fattore di duttilità, che è funzione della duttilità e assume valori compresi tra 1.3 and 1.4; R_s rappresenta la riserva di resistenza che possiede la struttura in funzione della sua capacità di dissipazione energetica ed assume valori compresi tra 1.3 e 1.4; R_{ω} rappresenta la sovra-resistenza di progetto e corrisponde al rapporto tra la resistenza di prima plasticizzazione e quella di progetto e assume valori compresi tra 1.87 e 2.95.

	distribuzione 1 in x	distribuzione 2 in x	distribuzione 1 in y	distribuzione 2 in y
k^* [kN/m]	4482	5360	2769	3483
F_y [kN]	13091	14250	8887	9931
m^* [kg]	859465	859465	829343	829343
TC [s]	0.543	0.543	0.543	0.543
T^* [s]	0.087	0.080	0.109	0.097
d_{\max}^* [mm]	0.877	0.708	1.504	1.137
R_{μ} [/]	1.4	1.3	1.4	1.4
R_s [/]	1.3	1.4	1.3	1.4
R_{ω} [/]	2.9	3.0	1.9	2.0
q [/]	5.7	5.4	3.5	3.8
μ [/]	3.8	2.9	3.0	3.0
d_{\max} [mm]	4.3	3.4	5.5	4.7
d_u [mm]	11.1	7.7	9.6	8.7
d_u/d_{\max}	2.6	2.3	1.7	1.9

Tabella 7.24. Risultati dell'analisi non lineare

Il fattore di struttura, pertanto, assume valori compresi tra 3.5 e 5.7 e quindi, molto maggiori rispetto a quello assunto in fase di progetto ($q=1.5$). pertanto la struttura mostra una capacità elevata di dissipare energia sismica sia in termini di duttilità che in termini di resistenza, maggiore di quanto consentito dalla normativa italiana ed europea. In Tabella 7.24 viene mostrato un riepilogo dei risultati dell'analisi non lineare. Di seguito viene analizzato anche il comportamento dei pilastri sottoposti ad analisi di push-over per osservare se il loro comportamento può essere considerato nel campo elastico lineare come ipotizzato in fase di progetto, oppure si plasticizzano prima che le pareti siano arrivate a collasso.

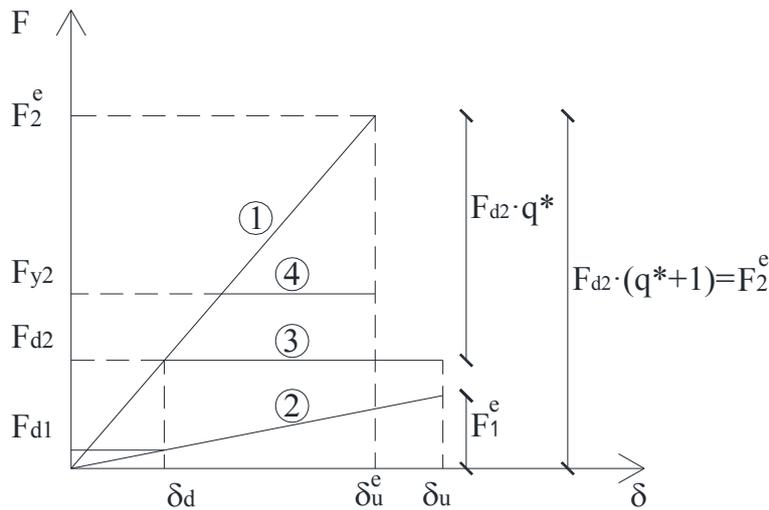


Figura 7.28. Grafico F- δ nel caso di $T^* < T_c$

Tenendo conto che nell'edificio esaminato si ha $T^* < T_c$, in Figura 7.28 la curva 1 rappresenta il comportamento elastico lineare dell'intero sistema, la curva 2 rappresenta il comportamento elastico lineare dei soli pilastri, la curva 3 rappresenta il comportamento elasto-plastico dell'intero sistema assumendo come limite elastico le azioni di progetto e la curva 4 rappresenta il comportamento elasto-plastico dell'intero sistema assumendo come limite elastico il taglio di plasticizzazione.

Lo spostamento ultimo elastico può essere calcolato come:

$$\delta_U^e = \frac{F_2^e}{K_2} = \frac{F_{d2} \cdot (q^* + 1)}{K_2}$$

dove:

F_2^e rappresenta la forza elastica dell'intero sistema;

K_2 rappresenta la rigidezza dell'intero sistema;

F_{d2} rappresenta la forza di progetto dell'intero sistema;

$$q^* = \frac{F_1^e - F_{d2}}{F_{d2}}$$

Eseguendo semplici passaggi e applicando il principio di eguale energia per il sistema di Figura 7.28 si ottiene:

$$\begin{aligned} \frac{(\delta_U^e - \delta_d) \cdot (F_2^e - F_{d2})}{2} &= (\delta_U - \delta_d) \cdot F_{d2} \Rightarrow \\ \Rightarrow \frac{(\delta_U^e - \delta_d) \cdot F_{d2} \cdot (1 + q^* - 1)}{2} &= (\delta_U - \delta_d) \cdot F_{d2} \Rightarrow \delta_U = \frac{(\delta_U^e - \delta_d)}{2} \cdot q^* + \delta_d \end{aligned}$$

dove:

δ_d rappresenta lo spostamento dell'intero sistema in corrispondenza del taglio di progetto.

Sostituendo il valore dello spostamento ultimo elastico calcolato in precedenza nell'espressione di δ_U si ottiene:

$$\delta_U = \frac{F_{d2} \cdot (q^* + 1) \cdot q^*}{2K_2} + \delta_d \left(\frac{q^*}{2} + 1 \right)$$

Pertanto la forza che consente ai pilastri di rimanere in campo elastico lineare è:

$$F_1^e = K_1 \cdot \delta_U = \frac{K_1}{K_2} \cdot \frac{F_{d2}}{2} (q^* + 1) \cdot q^* + K_1 \delta_d \left(\frac{q^*}{2} + 1 \right)$$

Se $F_1^e < F_{d2}$ allora i pilastri resteranno in campo elastico lineare altrimenti plasticizzeranno.

Di seguito vengono applicate le equazioni illustrate sopra per il caso di distribuzione proporzionale alle masse in direzione x.

$$\delta_U^e = \frac{F_2^e}{K_2} = \frac{F_{d2} \cdot (q^* + 1)}{K_2} = \frac{41265}{5360} = 7.7 \text{ mm}$$

$$q^* = \frac{F_2^e - F_{d2}}{F_{d2}} = \frac{41265 - 3347}{3347} = 11.3$$

$$\begin{aligned} \delta_U &= \frac{F_{d2} \cdot (q^* + 1) \cdot q^*}{2K_2} + \delta_d \left(\frac{q^*}{2} + 1 \right) = \\ &= \frac{3347 \cdot (11.3 + 1) \cdot 11.3}{2 \cdot 5360} + 0.353 \left(\frac{11.3}{2} + 1 \right) = 45.7 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$F_1^e = K_1 \cdot \delta_U = 50 \cdot 45.7 = 2285 \text{ kN}$$

In questo caso risulta che:

$F_1^e = 2285 \text{ kN} < 3347 \text{ kN} = F_{d2}$, cioè i pilastri restano in campo elastico fino al raggiungimento della condizione ultima delle pareti con un margine di resistenza circa una volta e mezzo.

In conclusione si può osservare che l'edificio analizzato nel caso studio mostra di essere dotato di una discreta sovra-resistenza e di una buona duttilità.

Pertanto, la tipologia strutturale con pareti estese debolmente armate disposte lungo il perimetro si conferma interessante e promettente, ma richiede comunque un approccio di progetto che tenga conto delle sue peculiarità.

7.5. BIBLIOGRAFIA

- Chopra A. K., 1995. Dynamics of structures: Theory and applications to earthquake engineering. Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N. J.
- Cosenza E., Manfredi G., 1997. The improvement of the seismic-resistant design for existing and new structures using damage criteria. In P. Fajfar & H. Krawinkler (eds). Seismic design methodologies for the next generation of codes: Balkema. 1997, pp. 119-130
- CSI. Computers and Structures Inc., SAP2000. Version 14
- Eurocode 8, 2004. Design of structures for earthquake resistance-part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings.
- Fajfar P., Krawinkler H. E., 1992. Nonlinear seismic analysis and design of reinforced concrete buildings. Elsevier Applied science.
- Fajfar P., Gaspersic P., 1996. The N2 method for the seismic of RC buildings. Earthquake Engineering and structural dynamics, Vol. 25, pp. 31.46.
- Goel R. K., Chopra A. K., 1998. Periods formulas for concrete shear wall buildings. Journal of structural Engineering, Vol. 124, N°4, pp. 426-433.
- Min LL. PP. Circolare 2 Febbraio n.617, 2009. Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni
- Min. LL. PP, DM 14 Gennaio 2008. Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC), Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana, n.29.
- Newmark N. M., Hall W. J., 1982. Earthquake spectra and design, EERI Monograph, Oakland, USA, 1982, 102pp.
- Panahshahi N., Reinhorn A. M., Kunnath S. K., Lu L., Huang T., Yu K.: Seismic Response of a 1:6 Reinforced Concrete Scale-Model Structure with Flexible Floor Diaphragms, Journal of Structural Engineering, Vol. 88 n°3 pp.

CAPITOLO 7 - LA RISPOSTA SISMICA DI EDIFICI A PARETI ESTESE DEBOLMENTE
ARMATE: UN CASO STUDIO

315/324, 1991.

Saffarini H. S., Qudaimat M. M., 1992. In-Plane Floor Deformations in RC Structures, Journal of Structural Engineering, Vol. 118 n°11 pp. 3089-3102.