

POLITECNICO DI TORINO

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile delle Strutture

Tesi di Laurea Magistrale



**IDENTIFICAZIONE DINAMICA STRUTTURALE E
VALUTAZIONE DELL'INDICE DI VULNERABILITA'
SISMICA DI UN EDIFICIO IN CEMENTO ARMATO:
LA SCUOLA "P.MASCAGNI" DI MELZO (MI)**

Relatore:

Prof. Gian Paolo Cimellaro

Candidato:

Maria Vittoria Pietropinto

Anno Accademico 2018/2019

Alla mia famiglia

Indice

CAPITOLO 1.....	14
Introduzione	14
1.1 Definizione del problema	14
1.2 Obiettivi.....	16
1.3 Organizzazione della tesi.....	17
CAPITOLO 2.....	19
Stato dell'arte della valutazione della vulnerabilità sismica	19
2.1 Valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti	19
2.2 Metodi generali di valutazione della vulnerabilità sismica.....	21
2.2.1 Matrici di probabilità di danno	21
2.2.2 Curve di fragilità	22
2.2.3 Schede di vulnerabilità.....	23
2.2.4 Metodo dello spettro di capacità	24
2.2.5 Metodo Hazus	25
2.2.6 Metodo N2	26
2.3 Metodologie di valutazione della vulnerabilità sismica per edifici scolastici.....	28
2.3.1 Metodologia proposta da Dolce	29
2.3.2 Metodologia proposta da Grant	31
2.4 Evoluzione normativa.....	34

2.5 Quadro di riferimento normativo italiano: Norme Tecniche sulle Costruzioni 2018.....	37
 CAPITOLO 3.....	 39
Analisi e valutazione della struttura esistente.....	39
3.1 Introduzione.....	39
3.2 Analisi storico-critica	39
3.3 Rilievo geometrico-strutturale.....	40
3.4 Caratterizzazione meccanica dei materiali	41
3.4.1 Controlli distruttivi.....	41
3.4.1.1 Prove di compressione su provini di calcestruzzo.....	42
3.4.1.2 Prove di trazione su barre di armatura in acciaio	42
3.4.2 Controlli non distruttivi.....	43
3.4.2.1 Indagini termografiche	43
3.4.2.2 Indagini sclerometriche	44
3.4.2.3 Indagini pacometriche	46
 CAPITOLO 4.....	 48
Identificazione dinamica delle strutture.....	48
4.1 Introduzione.....	48
4.2 L'identificazione dinamica delle strutture.....	49
4.3 Monitoraggio strutturale.....	51
4.3.1 Eccitazione della struttura.....	51

4.3.2 Sistemi di acquisizione dati	53
4.4 Analisi dei dati.....	54
4.4.1 Aliasing	55
4.4.2 Leakage	56
4.4.3 Windowing.....	57
4.4.4 Overlap averaging	58
4.5 Tecniche di identificazione dinamica.....	58
4.5.1 Metodi Input - Output	59
4.5.1.1 Frequency Response Function (FRF)	60
4.5.1.1 Impulse Response Function (IRF)	61
4.5.2 Metodi Output - Only.....	62
4.5.2.1 Frequency Domain Decomposition (FDD)	63
4.5.2.2 Random Decrement Technique (RDT)	64
4.5.2.3 Indicatore MAC (Modal Assurance Criterion).....	67
4.6 Costruzione del modello e calibrazione	68
4.7 Applicazione e validazione delle tecniche di identificazione dinamica ad un caso semplificato.....	69
CAPITOLO 5.....	74
Il caso studio della scuola “P. Mascagni”	74
5.1 Introduzione.....	74
5.2 Descrizione dell’edificio	74
5.3 Campagna di indagini in sito.....	82
5.3.1 Indagine termografica	86

5.3.2	Indagini sclerometriche.....	87
5.3.3	Indagine pacometrica	91
5.4	Analisi dei carichi.....	93
5.4.1	Edificio classi.....	94
5.4.2	Palestra	95
5.4.3	Auditorium/mensa.....	95
5.5	Acquisizione dati.....	96
5.6	Configurazioni degli accelerometri	98
5.7	Analisi dei dati.....	102
5.8	Elaborazione dati mediante FDD e RDT	103
5.9	Elaborazione dati mediante FRF	106
5.9.1	Il metodo “Half-power bandwidth” per la stima dello smorzamento	
	109	
5.10	Modello agli elementi finiti	111
5.10.1	Modello elastico lineare	111
5.10.2	Modello non lineare	117
5.11	Valutazione dell’indice di vulnerabilità	121
5.12	Analisi non lineare statica.....	123
5.13	Risultati per l’edificio ospitante le classi.....	126
5.14	Analisi non lineare dinamica	132
5.15	Risultati per la palestra e auditorium/mensa.....	138
5.15.1	Meccanismo di collasso dei muri perimetrali	138

5.15.2 Valutazione sui possibili meccanismi di collasso della copertura	141
CAPITOLO 6.....	145
Conclusioni	145
Bibliografia	149
ALLEGATO A	154

Indice delle figure

Figura 1. (a) Edifici scolastici in zone sismiche; (b) edifici scolastici progettati con normativa antisismica.....	15
Figura 2. (a) Edifici scolastici in possesso di attestato di conformità; (b) edifici con verifica sismica.....	15
Figura 3. Metodo dello spettro di capacità (Fajfar, 1999).....	25
Figura 4. Esempio di intersezione tra spettri di domanda e curve di capacità (Hazus, 2013)	26
Figura 5. Sistema e diagramma bilineare equivalente	27
Figura 6. Descrizione delle fasi della metodologia di riduzione del rischio	31
Figura 7. Classificazione sismica del Regio Decreto n. 431 del 1927	34
Figura 8. Classificazione sismica del territorio italiano (1984)	35
Figura 9. Zone sismiche del territorio italiano (2003)	36
Figura 10. Identificazione termografica degli elementi strutturali non visibili	44
Figura 11. (a) Esempio di Sclerometro per calcestruzzo; (b) Esecuzione della prova sclerometrica sulla zona di indagine opportunamente preparata	46
Figura 12. Utilizzo del pacometro sulla superficie in calcestruzzo di un pilastro	47
Figura 13. Schema del processo di identificazione dinamica della strutture	50
Figura 14. Vibrodina ad eccentrici con forza sinusoidale e unidirezionale	52
Figura 15. Forza risultante generata dalle masse eccentriche della vibrodina	53
Figura 16. Fenomeno dell' <i>aliasing</i>	55
Figura 17. (a) Spettro reale; (b) effetto leakage	57
Figura 18. (a) . Finestra di Hanning; (b) Finestra Cosine	58
Figura 19. Singular Values (Agnifili 2002).....	64
Figura 20. Concetti base della tecnica <i>Random Decrement</i> (Rodrigues and Brincker, 2005)	65
Figura 21. Telaio elementare creato con il Software SAP2000	70
Figura 22. Schermata del SAP2000 per l'applicazione di microtremori	70
Figura 23. (a) Analisi FDD in direzione x; (b) analisi FDD in direzione y	71

Figura 24. Primi sei modi di vibrare della struttura elementare.....	72
Figura 25. Localizzazione della scuola all'interno del comune di Melzo (MI)	75
Figura 26. (a) Visuale completa della scuola, (b) edificio classi, (c) struttura palestra	76
Figura 27. Configurazione dei giunti di espansione dell'edificio principale (classi) ..	77
Figura 28. Giunti di espansione riempiti con polistirolo.....	78
Figura 29. Edificio palestra: (a) vista ovest; (b) interno	79
Figura 30. (a) Particolare del solaio inclinato della mensa; (b) colonne che portano il solaio inclinato	80
Figura 31. Degrado superficiale del calcestruzzo	81
Figura 32. Corrosione delle barre di armatura e fessurazione del calcestruzzo.....	82
Figura 33. (a) Modello BIM della scuola (Politecnico di Milano); (b) vista globale complesso Mascagni	83
Figura 34. (a) Prospetto sud del complesso scolastico realizzato in BIM;	84
Figura 35. (a) Prospetto nord del complesso scolastico realizzato in BIM;.....	84
Figura 36. Tavola originale Pianta Piano Primo (Luglio 1976).....	85
Figura 37. Pianta piano primo modello BIM	85
Figura 38. Identificazione degli elementi costruttivi attraverso la termocamera.....	87
Figura 39. (a) Acquisizione dati, (b) tabella di conversione dello strumento	88
Figura 40. Ubicazione nel modello 3D e in pianta dei pilastri sottoposti ad indagine sclerometrica	89
Figura 41. Misure effettuate con il pacometro	91
Figura 42. Ubicazione dei pilastri e della trave analizzati con pacometro.....	92
Figura 43. Dettagli delle armature: (a) pilastro 25x50 cm; (b) trave 70x28 cm; (c) pilastro 20x50 cm.....	93
Figura 44. (a) Posizionamento accelerometro #53 configurazione G; (b) accelerometri Mems e Force Balance; (c) posizionamento accelerometro #54 configurazione G....	97
Figura 45. Ambienti complesso scolastico.....	98
Figura 46. (a) Posizionamento accelerometri sul solaio; (b) posizionamento accelerometro #54 nella configurazione S1A; (c) posizionamento dei 4 accelerometri nella configurazione G	100

Figura 47. Vibrodina installata su parete di taglio dell'edificio classi.....	101
Figura 48. Esempio di segnali acquisiti in direzione est.....	102
Figura 49. Esempio di segnali acquisiti in direzione nord.....	103
Figura 50. Segnali elaborati con FDD e RDT in direzione x e y per la configurazione S1A.....	104
Figura 51. (a) Posizionamento vibrodina VTE 40K; (b) centralina di controllo	106
Figura 52. Segnale di input registrato dall'accelerometro #50 nella configurazione V1	107
Figura 53. Funzione di trasferimento: (a) per la configurazione V1; (b) per la configurazione V2.....	108
Figura 54. Valutazione dello smorzamento mediante il metodo <i>Half-power bandwidth</i>	110
Figura 55. Individuazione dei giunti strutturali	113
Figura 56. Orditura dei solai nell'edificio principale.....	114
Figura 57. Modellazione FE di: (a) 1°blocco classi, (b) 2° blocco classi, (c) 3° blocco classi, (d) palestra, (e) mensa/auditorium	115
Figura 58. Particolare appoggio trave su pilastri perimetrali.....	116
Figura 59. Prime tre forme modali per il blocco 1: (a) primo modo, (b) secondo modo, (c) terzo modo	117
Figura 60. Definizione della non linearità per il calcestruzzo	118
Figura 61. Definizione della non linearità per l'acciaio.....	118
Figura 62. Definizione delle cerniere plastiche per le travi	119
Figura 63. Definizione delle cerniere plastiche per i pilastri	119
Figura 64. Idealized Force-Deflection Relation.....	120
Figura 65. Esempio di piastra costituita da quattro strati.....	121
Figura 66. Diagramma di flusso della procedura di calcolo dell'indice di vulnerabilità	123
Figura 67. Formazione delle cerniere plastiche nella direzione x per carico uniforme su blocco 1	127
Figura 68. Formazione delle cerniere plastiche nella direzione y per carico uniforme su blocco 1	127

Figura 69. Formazione delle cerniere plastiche nella direzione x per carico uniforme su blocco 2	128
Figura 70. Formazione delle cerniere plastiche nella direzione y per carico uniforme su blocco 2	128
Figura 71. Curva di pushover in direzione x - blocco 1	129
Figura 72. Curva di pushover in direzione y - blocco 1	129
Figura 73. Spettro di progetto in accelerazione al SLC per il blocco 1	131
Figura 74. Disaggregazione del valore di a_g per il sito di Melzo.....	133
Figura 75. Spettro di accelerazione per gli accelerogrammi selezionati in direzione x	135
Figura 76. Spettro di accelerazione per gli accelerogrammi selezionati in direzione y	135
Figura 77. Spostamento di interpiano in percentuale.....	137
Figura 78. Curva di pushover in direzione x - palestra	139
Figura 79. Curva di pushover in direzione y – palestra	140
Figura 80. (a) Composizione della copertura nel BIM; (a) composizione della copertura reale.....	142
Figura 81. Perdita di appoggio della trave principale e scivolamento degli elementi di copertura, Emilia Romagna 2012 (ReLUIS and CNI, 2012).....	143
Figura 82. Calcestruzzo gettato in opera per muri perimetrali	144
Figura 83. Pianta piano terra (BIM del Politecnico di Milano)	155
Figura 84. Pianta piano primo (BIM del Politecnico di Milano)	156
Figura 85. Pianta originale piano primo.....	157
Figura 86. Prospetto originale nord-sud.....	157
Figura 87. Prospetto originale est-ovest.....	158
Figura 88. Pianta e prospetti originali dell'auditorium/mensa.....	158
Figura 89. Sezione A-A originale auditorium/mensa	159
Figura 90. Sezione B-B originale auditorium/mensa.....	159
Figura 91. Segnali elaborati con FDD e RDT in direzione x e y per la configurazione S2A.....	160

Figura 92. Prime tre forme modali per il blocco 2: (a) primo modo, (b) secondo modo, (c) terzo modo	161
Figura 93. Segnali elaborati con FDD e RDT in direzione x e y per la configurazione S3A.....	162
Figura 94. Segnali elaborati con FDD e RDT in direzione x e y per la configurazione S4A.....	163
Figura 95. Prime tre forme modali per il blocco 3: (a) primo modo, (b) secondo modo, (c) terzo modo	164
Figura 96. Segnali elaborati con FDD e RDT in direzione x e y per la configurazione	165
Figura 97. Prime tre forme modali per l'edificio palestra: (a) primo modo, (b) secondo modo, (c) terzo modo	166
Figura 98. Segnali elaborati con FDD e RDT in direzione x e y per la configurazione T	167
Figura 99. Forme modali per l'auditorium/mensa: (a) primo modo, (b) secondo modo	168
Figura 100. Curva di pushover in direzione x - blocco 2.....	169
Figura 101. Curva di pushover in direzione y - blocco 2.....	169
Figura 102. Curva di pushover in direzione x - blocco 3.....	170
Figura 103. Curva di pushover in direzione y - blocco 3.....	170
Figura 104. Curva di pushover in direzione x - auditorium.....	171
Figura 105. Curva di pushover in direzione y - auditorium.....	171

Indice delle tabelle

Tabella 1. Dati nazionali sull'età degli edifici scolastici (Anagrafe Edilizia Scolastica, 2017)	14
Tabella 2. Confronto tra frequenze analitiche e frequenze sperimentali	71
Tabella 3. Risultati della prova sclerometrica per il pilastro 25 x 50 cm.....	90
Tabella 4. Risultati della prova sclerometrica per il pilastro 30 x 50 cm.....	90
Tabella 5. Risultati della prova pacometrica su trave e pilastri	93
Tabella 6. Analisi dei carichi per solaio primo piano edificio scuola.....	94
Tabella 7. Analisi dei carichi per sottotetto edificio scuola	94
Tabella 8. Analisi dei carichi per edificio palestra.....	95
Tabella 9. Analisi dei carichi per solaio edificio auditorium/mensa.....	95
Tabella 10. Analisi dei carichi per tetto edificio auditorium/mensa	96
Tabella 11. Configurazioni accelerometri.....	98
Tabella 12. Configurazioni con posizionamento e orientamento degli accelerometri	99
Tabella 13. Frequenze a maggiore contenuto energetico per la configurazione S1A	105
Tabella 14. Confronto dei risultati in frequenza tra diverse tecniche per la configurazione V1	108
Tabella 15. Confronto dei risultati in frequenza tra diverse tecniche per la configurazione V2.....	109
Tabella 16. Frequenze, smorzamento e forme modali per il primo blocco in direzione nord (configurazione V1).....	110
Tabella 17. Frequenze, smorzamento e forme modali per il secondo blocco in direzione nord (configurazione V2).....	111
Tabella 18. Livelli di conoscenza in funzione delle informazioni disponibili (Circolare, 2019)	112
Tabella 19. Rigidezze adottate per le diverse tipologie di tamponatura	114
Tabella 20. Frequenze sperimentali e frequenze ottenute con FEM (1° blocco)	117
Tabella 21. Distribuzioni di forze adottate per i quattro edifici.....	125

Tabella 22. Parametri sismici di riferimento	130
Tabella 23. Indice di vulnerabilità (direzione x) per edificio classi	131
Tabella 24. Indice di vulnerabilità (direzione y) per edificio classi	131
Tabella 25. Caratteristiche degli accelerogrammi selezionati in direzione x.....	134
Tabella 26. Caratteristiche degli accelerogrammi selezionati in direzione y.....	134
Tabella 27. Confronto indice di vulnerabilità per il blocco 1	138
Tabella 28. Indice di vulnerabilità per edificio palestra.....	140
Tabella 29. Indice di vulnerabilità per edificio auditorium/mensa	140
Tabella 30. Indice di vulnerabilità per edifici del complesso “Mascagni”	146
Tabella 31. Confronto indice di vulnerabilità per il blocco 1	147
Tabella 32. Frequenze a maggiore contenuto energetico per la configurazione S2A	161
Tabella 33. Frequenze sperimentali e frequenze ottenute con FEM (2° blocco)	161
Tabella 34. Frequenze a maggiore contenuto energetico per la configurazione S3A	162
Tabella 35. Frequenze a maggiore contenuto energetico per la configurazione S4A	164
Tabella 36. Frequenze sperimentali e frequenze ottenute con FEM (3° blocco)	164
Tabella 37. Frequenze a maggiore contenuto energetico per la configurazione G... ..	165
Tabella 38. Frequenze sperimentali e frequenze ottenute con FEM (palestra)	166
Tabella 39. Frequenze a maggiore contenuto energetico per la configurazione T ...	167
Tabella 40. Frequenze sperimentali e frequenze ottenute con FEM (auditorium)....	168

CAPITOLO 1

Introduzione

1.1 Definizione del problema

La valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti è uno dei maggiori problemi che l'ingegneria moderna deve affrontare. Per vulnerabilità sismica si intende la capacità di un edificio di danneggiarsi per effetto di un terremoto, ovvero l'intensità del terremoto capace di produrre danni molto gravi o il collasso (parziale o totale) della struttura. Lo studio di tale problematica è molto importante in Italia dove gran parte del patrimonio edilizio è stato progettato in assenza di opportuni codici normativi in materia sismica.

Nella valutazione della vulnerabilità degli organi facenti parte del patrimonio edilizio nazionale, un ruolo di primaria importanza è rivestito dagli “edifici sensibili” che includono scuole di ogni ordine e grado. In particolare, il patrimonio edilizio scolastico esistente è composto da oltre 47.000 edifici, il 55% dei quali costruito prima del 1976, ovvero prima dell'introduzione delle norme che regolano le costruzioni in zona sismica.

Tabella 1. Dati nazionali sull'età degli edifici scolastici (Anagrafe Edilizia Scolastica, 2017)

Fascia temporale	Percentuale edifici
Prima del 1800	1%
Tra 1800 - 1899	3%
Tra 1900 - 1920	4%
Tra 1921 - 1945	8%
Tra 1946 - 1960	12%
Tra 1961 - 1975	27%
Dal 1976 in poi	32%
Informazione assente	12%

Dai dati resi pubblici dall'Anagrafe dell'edilizia scolastica risulta inoltre che:

- Per i 25532 edifici scolastici rilevati, il 49% (13742) sono costruiti in zona 1 e 2, ovvero in zone classificate ad alto rischio sismico;
- l'8% degli edifici è stato progettato rispettando la normativa antisismica;
- il 3% è in possesso dell'attestato di conformità che attesta la perfetta rispondenza dell'opera eseguita alle norme per le costruzioni in zona sismica;
- il 9% è in possesso dei documenti attestanti l'avvenuta verifica sismica.

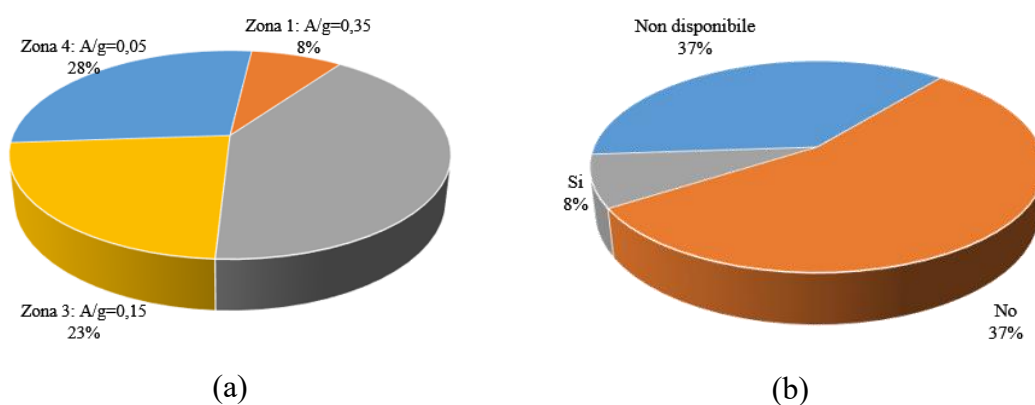


Figura 1. (a) Edifici scolastici in zone sismiche; (b) edifici scolastici progettati con normativa antisismica

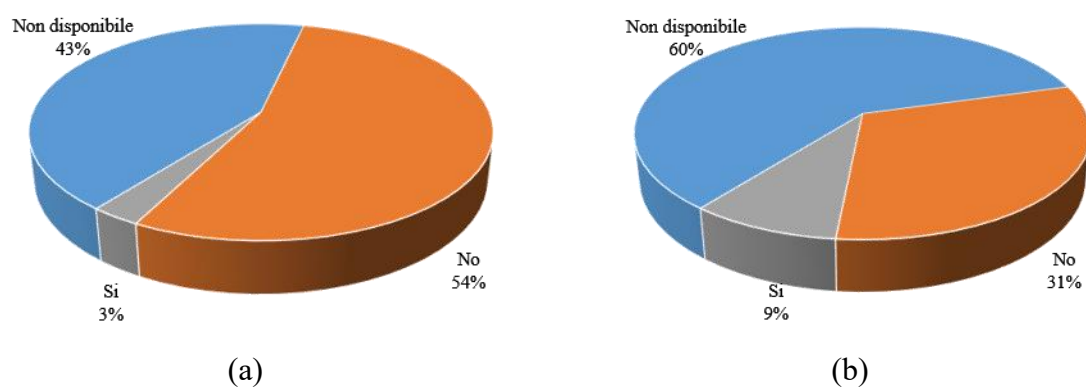


Figura 2. (a) Edifici scolastici in possesso di attestato di conformità; (b) edifici con verifica sismica

Alla luce dei dati pubblicati dall'anagrafe edilizia (Figura 1 e Figura 2), il decreto legge del 9 febbraio 2017, n.8 all'articolo 20-bis ha stanziato le risorse (euro 105.112.190,27) per l'esecuzione delle verifiche di vulnerabilità sismica degli edifici scolastici nelle zone classificate ad alto rischio sismico 1 e 2 e per la progettazione di eventuali interventi che risultano necessari in seguito alle verifiche; mentre per gli edifici ricadenti in zona 3 e 4 gli enti locali dovranno recuperare le risorse per le verifiche nel proprio bilancio (ANCI, 2018).

Con l'entrata in vigore delle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018, la trattazione sulla sicurezza strutturale degli edifici, ed in particolare sugli edifici scolastici, è stata posta come uno degli argomenti più importanti sul quale vi è una particolare attenzione.

Tra le novità delle NTC 2018 (C8.4.2), è stata introdotta l'esatta individuazione degli indici minimi di vulnerabilità sismica che dovranno essere raggiunti in caso di "miglioramento" (riservato agli immobili storici) o di "adeguamento" degli edifici scolastici esistenti, pari rispettivamente ai valori di 0,6 e 0,8 (ANCI, 2018).

1.2 Obiettivi

In tale contesto è inserito il lavoro della seguente tesi che tratta il problema della definizione della massima resistenza sismica dell'edificio scolastico "P. Mascagni", lavoro fondamentale per valutare la vulnerabilità sismica, per salvaguardare vite umane e pianificare eventuali interventi strutturali.

Il fine di questo lavoro è ricercare una metodologia di verifica che possa essere condotta facilmente, essere adattata ad edifici di diversa tipologia, ed essere in grado di individuare lo stato attuale della struttura. Standardizzare un processo per definire il grado di vulnerabilità ed attestare le condizioni reali della struttura svelterebbe lo svolgimento delle verifiche sulle migliaia di edifici che ancora non sono in possesso dei certificati di attestazione di conformità. Partendo dalla ricerca di documenti progettuali, e attraverso i rilievi e le indagini in situ, è possibile realizzare un modello ad elementi finiti in grado di simulare le condizioni attuali e reali di una struttura.

Tramite analisi dinamiche lineari e non lineari il modello fornisce la massima capacità di una struttura, dato fondamentale per il calcolo del coefficiente di vulnerabilità.

1.3 Organizzazione della tesi

Il calcolo dell'indice di vulnerabilità per strutture esistenti richiede di conoscere la massima accelerazione di progetto nel sito dove è ubicato l'edificio e la capacità massima della struttura, in modo da poterne ricavare l'accelerazione massima alla quale la struttura può resistere. In quest'ottica, i parametri utili di cui si deve disporre, sono ottenibili attraverso le analisi non lineari su dei modelli agli elementi finiti in grado di rappresentare le caratteristiche reali dell'edificio oggetto di studio. Pertanto la modellazione della struttura è una fase fondamentale, e deve essere realizzata sulla base di dati reali misurati direttamente sulla struttura.

Sulla base dell'argomento appena discusso, nel Capitolo 2 sarà introdotto il concetto di vulnerabilità sismica, in particolare saranno analizzati alcuni metodi presenti in letteratura per la valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici presenti, e nello specifico due metodologie proposte appositamente per edifici scolastici. Inoltre verrà fatto cenno sull'evoluzione normativa italiana in merito a valutazioni di tipo sismico, mostrando al termine, il quadro di riferimento normativo italiano attuale. Nel Capitolo 3 sarà affrontata l'ampia questione sull'analisi delle strutture esistenti, con le fasi da seguire definite da normativa: analisi storico-critica, il rilievo geometrico-strutturale e la caratterizzazione meccanica dei materiali mediante controlli distruttivi e non distruttivi esponendo i principali tipi di indagine. Per ottenere un modello corretto avente le caratteristiche della struttura reale, viene effettuata l'identificazione dinamica. L'intero processo verrà descritto nel Capitolo 4 dove sono esposti i diversi approcci per la definizione dei parametri modali (sperimentale, analitico e operativo) ed in seguito sarà introdotta tutta la parte inerente all'analisi dei dati acquisiti. Partendo da considerazioni di carattere generale sul monitoraggio ambientale, sui tipi di eccitazione sulla struttura e sui sistemi di acquisizione dei dati,

si passerà ad un'illustrazione più specifica dei problemi che potrebbero insorgere nel processamento dei segnali. Inoltre saranno presentate le due tipologie di tecniche di identificazione dinamica: i metodi Input-Output e quelli Output-Only, e nel dettaglio verranno analizzate le tecniche utilizzate successivamente nel caso studio. Nello stesso capitolo si parlerà della fase successiva all'analisi dei dati, ovvero la costruzione del modello e la calibrazione. Inoltre, per validare i due codici di calcolo relativi alle tecniche di analisi dei dati utilizzate nel caso studio, sarà proposta un'applicazione ad un caso elementare sviluppato. Il caso studio viene interamente sviluppato nel Capitolo 5 in cui vengono introdotti gli edifici oggetto di studio e le indagini che sono state effettuate (termografiche, pacometriche e sclerometriche) con relativi risultati, includendo le prove dinamiche sulle strutture. Delle prove dinamiche saranno illustrati il sistema di acquisizione, le configurazioni degli accelerometri utilizzate per la registrazione dei dati ed il processamento degli stessi mediante le tecniche FDD, RDT e FRF. Verrà affrontato anche il tema relativo all'analisi dei carichi delle strutture, successivamente inseriti nel modello agli elementi finiti. Saranno descritte poi, le due tipologie di modelli sviluppati: il modello elastico lineare (utile nell'analisi modale per la definizione delle frequenze e delle forme modali ottenute con il modello FE) ed il modello non lineare (utilizzato nelle analisi non lineari statica e dinamica). In ultimo saranno esposti e commentati i risultati del calcolo dell'indice di vulnerabilità per i diversi edifici.

CAPITOLO 2

Stato dell'arte della valutazione della vulnerabilità sismica

2.1 Valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti

La vulnerabilità di una struttura dipende dalla mancanza di alcune caratteristiche principali che possono interessare diverse componenti fondamentali dell'edificio. Tali carenze sono la diretta conseguenza dell'età avanzata del manufatto e quindi di una scarsa manutenzione, di una precedente modalità di progettazione (oggi caduta in disuso non più valida), dei materiali utilizzati per la costruzione, del luogo di realizzazione, degli eventi naturali che scatenano forti vibrazioni del terreno. La vulnerabilità sismica, come citato dalla Protezione Civile, rappresenta «la propensione di una struttura a subire un danno di un determinato livello, a fronte di un evento sismico di una data intensità. Dopo un terremoto, per valutare la vulnerabilità degli edifici è sufficiente rilevare i danni provocati, associandoli all'intensità della scossa. Più complessa è invece la valutazione della vulnerabilità degli edifici prima che si verifichi un evento sismico. Per questa sono stati messi a punto metodi di tipo statistico, meccanicistico, o i giudizi esperti». Nel dettaglio «i metodi di tipo statistico classificano gli edifici in funzione dei materiali e delle tecniche con cui sono costruiti, sulla base dei danni osservati in precedenti terremoti su edifici della stessa tipologia. Questa tecnica richiede dati di danneggiamento dei passati terremoti, non sempre disponibili, e non può essere utilizzata per valutare la vulnerabilità del singolo edificio, perché ha carattere statistico e non puntuale. I metodi di tipo meccanicistico utilizzano, invece, modelli teorici che riproducono le principali caratteristiche degli edifici da valutare, su cui vengono studiati i danni causati da terremoti simulati. Infine, alcuni metodi utilizzano i giudizi esperti per valutare il comportamento sismico e la vulnerabilità di predefinite tipologie

strutturali, o per individuare i fattori che determinano il comportamento delle costruzioni e valutarne la loro influenza sulla vulnerabilità».

Una classificazione aggiuntiva delle tecniche di valutazione della vulnerabilità sismica si basa sul tipo di misura utilizzata, si hanno:

- tecniche quantitative;
- tecniche qualitative.

Le tecniche quantitative sono le più ricorrenti ed indicano le probabilità di danno o le equivalenti relazioni deterministiche in termini numerici (la “capacità” della struttura e la “domanda” ad essa imposta sono calcolate e confrontate). Le tecniche qualitative ricorrono, invece, a descrizioni della vulnerabilità, con termini come “bassa”, “media”, “alta” o simili. Queste tecniche sono usualmente basate su investigazioni dirette sul campo condotte da esperti, ed hanno quindi una natura empirica (Colombini, 2014).

La vulnerabilità può essere valutata in diversi modi, e le finalità ed il livello di approfondimento che si vogliono conseguire in tale studio influenzano le metodologie da seguire. Per effettuare valutazioni di vulnerabilità meno puntuali è possibile ricorrere a metodi che necessitano di poche informazioni, e solitamente vengono utilizzati per stabilire l’ordine di approfondimento nelle esaminazioni del patrimonio edilizio. Infatti un’analisi approfondita richiede un dispendio di risorse, e soprattutto di tempo, che spesso non è compatibile con l’impellenza dell’indagine e le disponibilità economiche. L’ampio patrimonio edilizio pubblico impone, quindi, l’adozione di metodi speditivi, che permettano la realizzazione di indagini conoscitive in grado di definire le priorità degli interventi mediante i quali porre rimedio all’elevato rischio sismico (Dolce et al., 2004). Se l’obiettivo consiste nel rilevare quantitativamente la vulnerabilità dell’edificio, allora è necessario ricorrere ai metodi dell’analisi strutturale, avvalendosi anche di modelli agli elementi finiti. Affinché tali modelli siano rappresentativi della realtà, occorre che si fondino su una conoscenza dell’edificio adeguatamente estesa e dettagliata la quale può scaturire solo da rilievi, ricerche documentali e indagini sui materiali (Colombini, 2014). Alcune delle

metodologie più impiegate per stimare la vulnerabilità sismica sono presentate nei seguenti paragrafi.

2.2 Metodi generali di valutazione della vulnerabilità sismica

In letteratura sono disponibili diversi metodi per la valutazione della vulnerabilità sismica, ed è possibile distinguerli in due categorie: metodi empirici e metodi analitici. I metodi empirici sono basati sull'elaborazione statistica dei dati rilevati, mentre i metodi analitici sono basati sul calcolo della risposta sismica mediante la meccanica strutturale. Le tecniche empiriche permettono di valutare la vulnerabilità sismica correlando l'intensità sismica con il livello di danneggiamento osservato. Con l'introduzione delle matrici di probabilità di danno, nella letteratura degli anni '70, compaiono i primi metodi empirici, tra i quali sono collocati anche quelli basati sulla definizione di indici e curve di vulnerabilità. Tra i metodi empirici, rientrano anche i metodi osservazionali (*rapid visual screening*), oggi molto utilizzati, che attraverso un'ispezione visiva consentono rapidamente di ottenere un indice di rischio sismico.

I metodi analitici consentono di valutare la vulnerabilità sismica riferita alle reali caratteristiche geometriche e alle attuali proprietà meccaniche di una struttura attraverso la definizione e calibrazione di opportuni modelli di calcolo. In base alla tipologia strutturale e al grado di accuratezza necessario, in letteratura sono presenti numerose tipologie di analisi che possono essere condotte per ottenere un'adeguata valutazione della capacità sismica dell'edificio.

2.2.1 Matrici di probabilità di danno

La valutazione della vulnerabilità attraverso le matrici di probabilità di danno è catalogata come valutazione di tipo quantitativo, tipologico, statistico e diretto: quantitativo perché fornisce il livello di danno in forma numerica; tipologico perché va a valutare il comportamento sismico delle costruzioni attraverso l'attribuzione delle stesse ad una certa tipologia strutturale individuata da poche caratteristiche

essenziali (es. strutture verticali o orizzontali); statistico perché il risultato è ottenuto attraverso l'elaborazione statistica dei dati registrati subito dopo un sisma; diretto perché fornisce il risultato come previsione tra l'intensità del sisma e la probabilità di danneggiamento degli edifici. Pertanto, le matrici di danno esprimono la probabilità che si verifichi un certo livello di danno per ogni intensità sismica. Le prime matrici di probabilità di danno furono presentate da Whitman sulla base dell'osservazione dei danni analizzati dopo il terremoto di San Fernando-California del 1971 (Whitman, 1973). In Italia, invece, tale metodo è stato utilizzato per la prima volta in seguito al terremoto dell'Irpinia del 23 Novembre 1980 prendendo come riferimento la scala MSK-1976 (Braga et al., 1982).

Le DPM (*Damage Probability Matrix*) consentono di fare una valutazione quantitativa dell'entità dei danni che potrebbero verificarsi per uno scenario sismico ipotizzato (ovvero per determinate intensità sismiche), in tempi brevi e su scala territoriale.

2.2.2 Curve di fragilità

Uno dei metodi più utilizzati per la valutazione delle prestazioni di una struttura nei confronti dei diversi livelli di rischio è rappresentato dalle curve di fragilità. In effetti, negli ultimi due decenni, tale strumento, messo a punto per la predizione del rischio delle centrali nucleari, ha guadagnato un interesse crescente da parte della comunità scientifica, poiché ha il vantaggio di riuscire a rappresentare in maniera semplice la vulnerabilità delle strutture, associata a diversi livelli di rischio. In dettaglio, la fragilità sismica di una struttura è definita come la probabilità condizionata dell'insuccesso per un assegnato livello dell'intensità del moto sismico (Carlo and Rita). Pertanto, lo sviluppo delle curve di fragilità richiede l'identificazione di un parametro per rappresentare accuratamente il moto del suolo, per selezionare i livelli di danno che sono di interesse e per scegliere le tipologie di edifici per le quali si svilupperanno le curve di fragilità. Sull'asse delle ascisse di una curva di fragilità viene rappresentato il livello di movimento del terreno associato a un certo valore di

probabilità di danno. Tra i diversi parametri utilizzati in letteratura per caratterizzare la importanza del movimento del terreno, i più comunemente utilizzati sono l'intensità macrosismica e l'accelerazione di picco del terreno (PGA) (Rota et al., 2008). Per ogni edificio è possibile costruire più curve di fragilità che rappresentano il raggiungimento di un particolare stato limite al variare dell'intensità sismica; pertanto, tale rappresentazione della vulnerabilità consente di valutare in modo più accurato le conseguenze di eventuali eventi, sia in termini economici che in termini di protezione della popolazione.

2.2.3 Schede di vulnerabilità

Le schede di vulnerabilità di primo e secondo livello rappresentano, nell'ambito dei sopralluoghi speditivi, il metodo più diffuso. Tale sistema è basato sul giudizio di esperti, ed è stato posto in atto a partire dal terremoto dell'Irpinia del 1980 (Bernardini, 2000). Le schede sono classificate in relazione alla finalità:

- prescheda per la raccolta di informazioni preliminari al censimento di vulnerabilità;
- censimento speditivo di vulnerabilità per edifici in muratura o in cemento armato;
- scheda di 1°/2° livello per il rilevamento dell'esposizione e della vulnerabilità degli edifici (muratura o cemento armato);
- scheda di 1°/2° livello per il rilevamento dell'esposizione e della vulnerabilità degli edifici particolari (capannoni industriali, chiese, ecc.);
- scheda di 1° livello per rilevamento danno, pronto intervento e agibilità nell'emergenza post-sisma (per gli edifici ordinari);
- scheda di 1° livello per rilevamento danno, pronto intervento e agibilità nell'emergenza post-sisma (per gli edifici a struttura prefabbricata o di grande luce).

La scheda di 1° livello per il rilevamento dell'esposizione e della vulnerabilità degli edifici è generalmente considerata una scheda di supporto per l'ispezione post-sisma,

ed è finalizzata a censimenti sul territorio di estese popolazioni di edifici per ottenere statistiche di esposizione e di rischio sismico. La scheda di 2° livello per il rilevamento dell'esposizione e della vulnerabilità, invece, raccoglie informazioni tipologiche e costruttive su ogni singolo edificio ed è finalizzata ad analisi preventive di vulnerabilità sismica. Attraverso la media di alcuni parametri presenti in tale scheda si ottiene, in modo convenzionale, un indice di vulnerabilità che caratterizza la propensione dell'edificio al danneggiamento (Benedetti and Petrini, 1984).

2.2.4 Metodo dello spettro di capacità

Il CSM (*Capacity Spectrum Method*) può essere utilizzato per diversi scopi, tra i quali la valutazione di una struttura esistente al fine di identificare lo stato di danno degli edifici, in relazione alle varie ampiezze del moto del suolo. La procedura confronta la capacità della struttura (sotto forma di curva *pushover*) con la domanda sulla struttura (rappresentata da spettri elastici). Le due curve sono trasformate in coordinate comuni (accelerazione spettrale – spostamento spettrale) e disegnate insieme. L'intersezione grafica delle due curve approssima la risposta della struttura. Per tenere conto del comportamento anelastico non lineare del sistema strutturale, vengono applicati efficaci valori di smorzamento viscoso agli spettri di risposta lineari-elastici simili agli spettri di risposta inelastici (Freeman, 2004). Se si verifica un'intersezione delle due curve, si considera la struttura capace di resistere alle azioni sismiche descritte dallo spettro di risposta, corrispondente ad una specifica accelerazione di picco al suolo. Tale metodo viene applicato in maniera iterativa per calcolare l'accelerazione massima di picco al suolo a cui la struttura è capace di resistere.

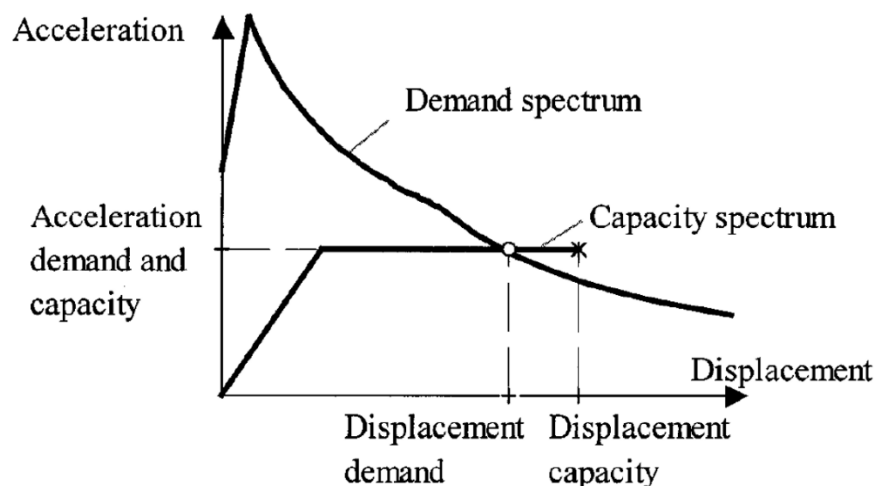


Figura 3. Metodo dello spettro di capacità (Fajfar, 1999)

2.2.5 Metodo Hazus

Uno dei metodi più utilizzati nella valutazione della vulnerabilità sismica è rappresentato dal metodo HAZUS (1999) messo a punto dal FEMA. Tale metodo si basa sulla osservazione dei danni subiti dalle costruzioni durante i terremoti passati e, la stima della vulnerabilità è legata pertanto alla disponibilità di alcuni database che raccolgono suddette informazioni. In generale le informazioni presenti nel database sono legate alle caratteristiche costruttive di quel determinato edificio, dal luogo investito dal sisma, e dal tipo di sisma. Perciò la loro estensione ad altre situazioni spesso non può essere coerente ed i risultati non sono affidabili, tanto da considerare dei gruppi di edifici molto grandi e disomogenei. Il metodo Hazus invece, individua famiglie di edifici più contenute alle quali si associa una curva di capacità ed una determinata deviazione standard. La valutazione della domanda sismica viene effettuata utilizzando il metodo dello spettro, mentre i valori di spostamento d'interpiano, soglia di stato limite, sono calcolati attraverso valutazioni ingegneristiche. Si tratta di un metodo che può essere considerato quantitativo, sebbene vi sia una componente basata sul giudizio di esperti e su dati euristici (Iervolino et al., 2004). Nel dettaglio, tale metodo permette di calcolare la probabilità che una classe di strutture subisca un certo grado di danno. Quattro sono gli stati

limite che si possono riconoscere nella scale di danno e sono identificati con “lieve”, “moderato”, “esteso” e “totale”. Nella stima del grado di danno si tiene conto sia della variabilità dell’input sismico, sia della capacità della classe degli edifici, funzione di alcuni parametri caratteristici della struttura; un esempio di intersezione è illustrata in Figura 4 per tre spettri di domanda rappresentativi di tre sismi considerati come debole, medio e forte e due curve di capacità per edifici più duttili o meno duttili. La capacità di una classe di edifici viene espressa tramite la curva di capacità che definisce la resistenza di un edificio in funzione di uno spostamento orizzontale (simile alla curva pushover). La curva di domanda invece, viene definita attraverso il *Capacity Spectrum Method* (CSM) descritto nel paragrafo 2.2.4 e viene ridotto in modo da tenere in considerazione il comportamento non lineare della struttura.

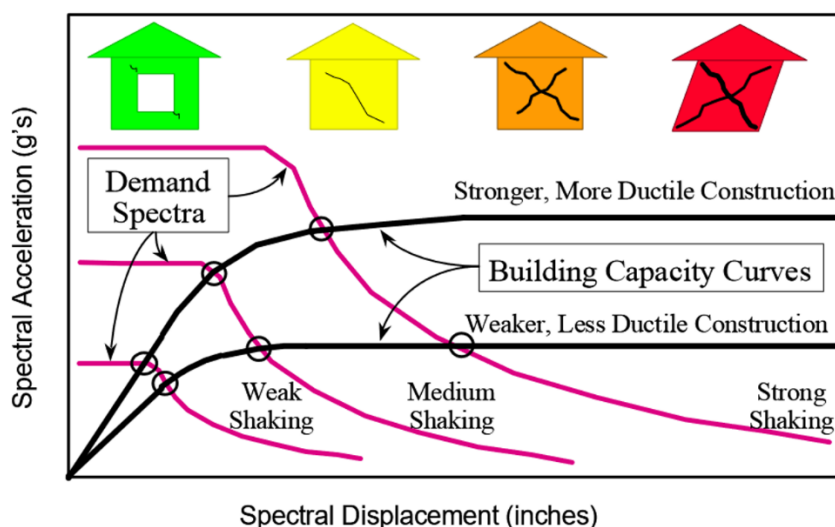


Figura 4. Esempio di intersezione tra spettri di domanda e curve di capacità (Hazus, 2013)

2.2.6 Metodo N2

Il metodo N2, elaborato da Fajfar (University of Ljubljana), viene descritto come un metodo che mira a raggiungere un equilibrio tra affidabilità dei risultati e agevole applicazione del metodo stesso. Viene indicato come metodo N2, dove N sta per non lineare e 2 poiché si utilizzano 2 modelli matematici. Tale metodologia può essere

adoperata per la valutazione sismica di edifici esistenti o di nuova costruzione. In quest'ultimo caso, il metodo può essere impiegato nella seconda fase del processo di progettazione (la prima è la normale procedura di progettazione secondo il codice), in cui è possibile utilizzare gli stessi spettri non elastici del metodo proposto. Le caratteristiche di base del metodo sono: l'utilizzo di due modelli matematici separati (prima il modello MDOF e in seguito il modello SDOF), l'approccio con l'applicazione dello spettro di risposta e dell'analisi statica non lineare (pushover) e la scelta di un modello di danno che include il danno cumulativo (Fajfar and Gašperšič, 1996).

Il metodo prevede l'esecuzione dell'analisi pushover della struttura, la successiva trasformazione del sistema reale MDOF nel sistema equivalente SDOF e la determinazione dello spettro di capacità in termini di taglio alla base e spostamento.

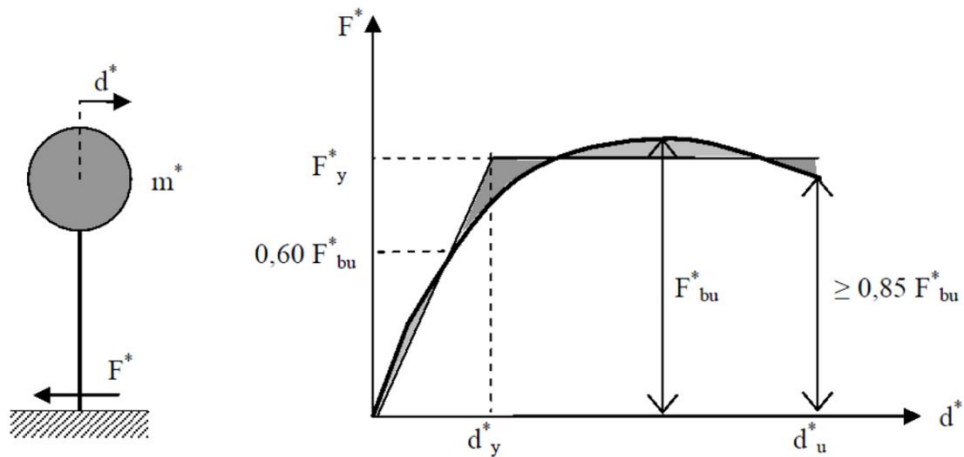


Figura 5. Sistema e diagramma bilineare equivalente

La forza F^* e lo spostamento d^* del sistema equivalente sono legati alle corrispondenti grandezze F_b e d_c del sistema reale dalle relazioni:

$$F^* = F_b / \Gamma$$

$$d^* = d_c / \Gamma$$

dove Γ è il “fattore di partecipazione modale” definito dalla relazione:

$$\Gamma = \frac{\varphi^T M \tau}{\varphi^T M \varphi}.$$

Successivamente, occorre effettuare una bilinearizzazione della curva di capacità del sistema equivalente attraverso un metodo basato su un'equivalenza energetica: si avrà un primo tratto elastico ed un secondo perfettamente plastico. In questo modo è possibile calcolare la massima azione a cui può resistere la struttura ed inoltre la domanda in termini di spostamento e di accelerazione corrisponde al punto di intersezione tra la curva di capacità e lo spettro di domanda. Noto lo spostamento S_d è possibile calcolare lo spostamento effettivo del punto di controllo del sistema MDOF tramite la seguente relazione:

$$S_{d,MDOF} = \Gamma \cdot S_{d,SDOF}.$$

2.3 Metodologie di valutazione della vulnerabilità sismica per edifici scolastici

Dopo il terremoto in Puglia e Molise del 2002 è stata emanata l'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003, che riclassifica l'intero territorio nazionale in quattro zone a diversa pericolosità, eliminando le zone non classificate e introducendo l'obbligo per gli enti proprietari di procedere alla verifica sismica degli edifici strategici e di quelli rilevanti per finalità di protezione civile. Tra questi ultimi rientrano anche le scuole, e molti hanno manifestato grande interesse verso questo importante studio.

Ci sono diversi motivi per cui la maggior parte delle scuole italiane risultano essere vulnerabili ai terremoti: l'inadeguatezza della zonazione sismica e dei codici sismici prima del 2003, la disposizione architettonica dei vari ambienti di una scuola, il basso livello di manutenzione, i pericolosi cambiamenti strutturali attuati durante i cicli di vita delle scuole, il basso standard di esecuzione della costruzione (Dolce, 2004).

Valutare la vulnerabilità sismica post-terremoto è sicuramente più semplice rispetto a valutare la stessa in un programma puramente preventivo; infatti, nel caso di valutazione post-terremoto, l'analisi dei danni può fornire ulteriori informazioni per valutare la resistenza sismica degli edifici sopravvissuti. Effettuare la valutazione della vulnerabilità sismica preventiva su edifici non interessati da danneggiamenti dovuti ad eventi sismici risulta difficoltosa poiché è necessario prevedere i comportamenti della struttura ed il rischio connesso al suo utilizzo (Cosentino et al., 2004).

2.3.1 Metodologia proposta da Dolce

La metodologia di studio sulla vulnerabilità sismica degli edifici di Dolce et al. (2004) per le strutture scolastiche presenti in provincia di Potenza, è stato articolato in tre fasi, nelle quali si opera a livelli di dettaglio crescenti. È necessario avere tutti i dati che risultano essere accessibili, che sono in possesso della Regione e della Provincia, poiché sono utili ad una prima valutazione di vulnerabilità degli edifici scolastici progettati senza criteri antisismici o non adeguati al sisma (successivamente si procede anche con l'analisi di edifici scolastici progettati o adeguati con criteri antisismici). In particolare tale metodologia adotta un modello di calcolo semplificato (commisurato al livello di conoscenza della struttura) per la valutazione della resistenza sismica dell'organismo strutturale. Si effettua un'analisi preliminare dei possibili meccanismi di collasso, viene individuato il meccanismo più probabile per la struttura in esame in relazione alle sue caratteristiche costruttive, sulla base di calcoli semplificati, in base all'esperienza su passati terremoti e dei risultati presenti in letteratura. Pertanto, il modello realizzato capace di cogliere il meccanismo di collasso individuato in precedenza, è utile per effettuare i calcoli che portano alla valutazione della resistenza sismica. Inoltre vengono eseguite ulteriori analisi su dei fattori che potrebbero influenzare la vulnerabilità della costruzione e non ancora considerati nel modello semplificato. Per valutare la vulnerabilità in termini di accelerazione, viene determinato il taglio prodotto ai vari piani da un dato valore di accelerazione spettrale e, successivamente viene confrontato con le resistenze di

piano. Pertanto, viene utilizzata l'analisi statica equivalente che definisce i coefficienti di piano da applicare alle accelerazioni, in relazione ad una prefissata forma semplificata del primo modo di vibrare della struttura ed è possibile in questo modo confrontare i valori di taglio ottenuti con i valori resistenti. I diversi rapporti permettono di individuare il piano più debole e di definire la resistenza dell'edificio in termini di accelerazione spettrale. L'intensità del sisma a cui la struttura può resistere senza collassare può essere ricavata trasformando il valore spettrale dell'accelerazione in valore dell'accelerazione massima del terreno (PGA). La relazione che lega S_a e PGA è:

$$S_a = PGA \cdot \alpha_{PM} \cdot \alpha_{AD} \cdot \alpha_{DT} \cdot (1/\alpha_{DUT})$$

dove:

α_{PM} è un coefficiente riduttivo funzione della partecipazione modale;

α_{AD} è l'amplificazione spettrale;

α_{DT} è il coefficiente che tiene conto delle capacità dissipative dell'edificio;

α_{DUT} è l'equivalente del fattore di struttura, riduce l'azione in funzione della duttilità.

Durante la seconda fase, invece, si scende nel dettaglio e si completa l'indagine portata avanti nella prima fase, attraverso prove non distruttive e poco distruttive sui materiali strutturali (calcestruzzi, acciai, murature) atte a definire le loro caratteristiche meccaniche e l'applicazione di un modello più evoluto, oltre che le misurazioni delle vibrazioni ambientali ai fini dell'identificazione dinamica delle caratteristiche strutturali degli edifici e la raccolta di tutti i dati utili a definire un database di fascicoli di fabbricato. Nella terza fase, infine, si definiscono le tipologie di intervento adottabili, in relazione alle caratteristiche degli edifici esaminati (Dolce et al., 2004).

2.3.2 Metodologia proposta da Grant

Un'altra metodologia dapprima utilizzata per la valutazione della vulnerabilità degli edifici scolastici, poi estesa alle strutture in cemento armato, è quella proposta da Grant. Anche in questo caso si esegue la valutazione in diverse fasi che presentano un livello di dettaglio sempre crescente. Per garantire che non siano necessari livelli di valutazione più dettagliati per l'intero inventario degli edifici, ogni fase comprende solo quegli edifici che sono stati identificati come "ad alto rischio" nella fase precedente. Solo dopo aver analizzato gli edifici ad alto rischio, è possibile effettuare successivi approfondimenti di studio per includere edifici che presentano un rischio inferiore. Le fasi della metodologia sono riportate nel diagramma in Figura 6.

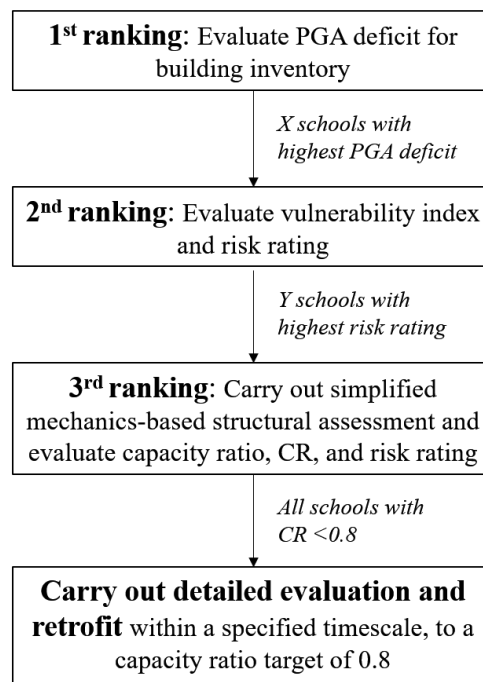


Figura 6. Descrizione delle fasi della metodologia di riduzione del rischio proposta (Grant et al., 2006)

La prima fase dello studio prevede la valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici in maniera rapida e speditiva, in modo da poterla applicare ad un gran numero di fabbricati. Si ipotizza che queste siano state costruite secondo la normativa vigente

nell'anno di progetto e, in questo modo è possibile assumere che la capacità dell'edificio sia uguale alla domanda descritta in normativa. Tale valore convertito in PGA può essere comparato con la mappa di pericolosità che riporta i valori di PGA attesi, con un periodo di ritorno di 475 anni, valutata dall'Istituto di Geofisica e Vulcanologia. In questa fase le condizioni locali del terreno non sono prese in considerazione, ma viene valutata la vulnerabilità solo in base all'età di costruzione dell'edificio ed alla posizione geografica.

Per edifici progettati prima dell'introduzione della una normativa sismica, e per quelli che non stati inseriti all'interno della zonazione sismica dell'anno di progetto, il Design PGA è preso pari ad un valore molto piccolo, tendente a zero. Dopo aver effettuato il calcolo del deficit di PGA per tutti gli edifici scolastici italiani, questi devono essere classificati in ordine decrescente di deficit. Un numero X di scuole di edifici viene scelto dalla parte più alta della lista per passare alla fase successiva.

Durante la seconda fase è prevista un'ulteriore riduzione degli edifici, ad un numero Y , da analizzare al passo successivo mediante un'ispezione visiva delle X strutture. A questo proposito è conveniente utilizzare l'indice di vulnerabilità GNDT, già valutato per un numero consistente di edifici posizionati in zone ad alto rischio. Dopo aver definito la PGA_C relativa al collasso, tramite l'espressione suggerita da Zonno (Zonno, 1999) per cui:

$$PGA_C(V) = \frac{1}{(\alpha_c + \beta_c (V + 25)^\gamma)}$$

dove:

$$\alpha_c = 1.5371;$$

$$\beta_c = 0.000974;$$

$$\gamma = 1.8087.$$

Definita la PGA_D dalla mappa di pericolosità con periodo di ritorno di 475 anni, è possibile esprimere il *Risk Rating* che tiene conto del numero di studenti che sono presenti nell'edificio scolastico N_c :

$$Risk\ Rating = \left(\frac{PGA_D}{PGA_C} \right)^K \times (N_c)^a$$

dove a è un coefficiente che varia tra 0 ed 1 e viene assegnato dalle autorità di governo. In questo modo si classificano gli edifici in ordine decrescente di rischio e si selezionano le prime Y strutture scolastiche idonee alla fase successiva.

La terza fase prevede la valutazione della vulnerabilità sismica, in modo più dettagliato, basata su un metodo meccanico semplificato. Per questo scopo si utilizzerà il metodo DBELA (Crowley et al., 2004), per edifici in cemento armato e il metodo MaBaSe (Restrepo-Velez and Magenes, 2004) per gli edifici in muratura. Sono due metodi basati entrambi su un'analisi strutturale semplificata che ipotizza il un meccanismo di collasso della struttura ed una linearizzazione equivalente della risposta strutturale. In tutti e due i casi, la domanda sismica è rappresentata dalla ordinata dello spettro di risposta in termini di spostamento, calcolata in corrispondenza del periodo effettivo e del valore di smorzamento della struttura. I risultati ottenuti dalle analisi semplificate vengono rappresentati come rapporto tra capacità strutturale e domanda sismica:

$$CR = \frac{S_C (Geometric\ and\ material\ parameters)}{S_D (Effective\ period,\ Equivalent\ viscous\ damping)}$$

dove S_C è la capacità in termini di spostamento allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (*SLV*) ed S_D il valore dello spettro di progetto in termini di spostamento relativo alle proprietà lineari della struttura. Il valore di CR risulta essere compreso tra 0 ed 1: valori tendenti all'unità implicano che la struttura sia conforme alla recente normativa sismica, mentre valori tendenti allo 0 indicano che la struttura non è adeguata ed è necessario individuare gli interventi da effettuare. In realtà, l'assegnazione di un diverso fattore di importanza ad ogni edificio da parte delle autorità regionali (in base alla funzione che ogni struttura deve svolgere), fa sì che il range di variazione del CR

cambi. Per le scuole il fattore di importanza viene considerato pari a 1,2 e, tale valore implica una soglia di CR pari a 0,65. Pertanto, le scuole con $CR \geq 0,65$ sono ritenute sicure mentre edifici con $CR < 0,65$ devono necessariamente subire degli interventi strutturali (Grant et al., 2006).

2.4 Evoluzione normativa

Le prime tracce di legislazione antisismica si ritrovano nel Regio Decreto n.193 emanato il 18 Aprile 1909 a seguito del devastante terremoto che ha colpito i territori di Reggio Calabria e Messina il 28 Dicembre 1908. A seguito del terremoto che ha colpito le zone di Ancona e Perugia il 25 Ottobre 1925, il Regio Decreto n. 431 del 13 Marzo 1927 costruisce una sorta di mappa sismica in cui i territori colpiti dai terremoti dopo il 1908 venivano catalogati in due categorie sismiche differenti in base al grado di sismicità e alla costituzione geologica.



Figura 7. Classificazione sismica del Regio Decreto n. 431 del 1927

Fino al 1974 le norme antisismiche in vigore sono le stesse del 1927, a meno di qualche aggiornamento dovuto a nuovi eventi sismici. Solo con la legge del 2 Febbraio 1974 prima, e del 1975 poi, è stata approvata una nuova normativa sismica che ha stabilito delle nuove modalità di classificazione sismica del territorio nazionale, con l'impegno di aggiornarle «ogni qual volta occorra in relazione al progredire delle conoscenze dei fenomeni sismici» (GU, 1974) . Gli studi in ambito sismico, effettuati in seguito al terremoto del Friuli Venezia Giulia del 1976 e a quello dell'Irpinia e Basilicata del 1980, sono stati di fondamentale importanza per accrescere e approfondire le conoscenze che hanno portato ad un'innovativa classificazione sismica, basata su indagini di tipo probabilistico, proposta al Governo dal CNR.



Figura 8. Classificazione sismica del territorio italiano (1984)
Decreto MLP del 14/07/1984 e decreti successivi (INGV)

Questo tipo di classificazione ha costituito la classificazione sismica italiana fino all'emanazione dell'ordinanza n.3274 del 20 Marzo 2003. La data che scandisce il passaggio dalle vecchie normative alle nuove regolamentazioni in ambito sismico è il 20 Marzo 2003.

In questa data, a seguito del tragico sisma del 31 Ottobre 2002 che provocò il collasso totale della scuola elementare di San Giuliano di Puglia in cui persero la vita ventisette bambini ed una maestra, vennero emanati i provvedimenti presi con l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274. L'OPCM n. 3274 ha dato origine ad una nuova classificazione sismica nazionale in cui tutto il territorio nazionale italiano è considerato sismico, classificando tutti i Comuni italiani all'interno di 4 zone sismiche definite da diversi valori di pericolosità; inoltre ha reso obbligatorie alcune analisi sugli edifici: «È fatto obbligo di procedere a verifica, da effettuarsi a cura dei rispettivi proprietari, ai sensi delle norme di cui ai suddetti allegati, sia degli edifici di interesse strategico e delle opere infrastrutturali la cui funzionalità durante gli eventi sismici assume rilievo fondamentale per le finalità di protezione civile, sia degli edifici e delle opere infrastrutturali che possono assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso. Le verifiche di cui al presente comma dovranno essere effettuate entro cinque anni dalla data della presente ordinanza e riguardare in via prioritaria edifici ed opere ubicate nelle zone sismiche 1 e 2» (OPCM, 2003).



Figura 9. Zone sismiche del territorio italiano (2003)
Ordinanza PCM 3274 del 20/03/2003 (INGV)

2.5 Quadro di riferimento normativo italiano: Norme Tecniche sulle Costruzioni 2018

Oggi, le norme per le costruzioni prevedono che gli edifici in zona sismica non si danneggino per terremoti di bassa intensità, non abbiano danni strutturali per terremoti di media intensità e non crollino in occasione di terremoti forti, pur potendo subire gravi danni. Nella precedente normativa (NTC 2008) non veniva fatta alcuna menzione rispetto alla determinazione quantitativa del livello di sicurezza nei confronti delle verifiche riguardanti le azioni sismiche. La nuova normativa, pubblicata in Gazzetta Ufficiale il 20 Febbraio 2018, dichiara che: «La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguite con riferimento ai soli SLU, salvo che per le costruzioni in classe d'uso IV, per le quali sono richieste anche le verifiche agli SLE specificate al C7.3.6; in quest'ultimo caso potranno essere adottati livelli prestazionali ridotti. Per la combinazione sismica le verifiche agli SLU possono essere eseguite rispetto alla condizione di salvaguardia della vita umana (SLV) o, in alternativa, alla condizione di collasso (SLC), secondo quanto specificato al C7.3.6. Nelle verifiche rispetto alle azioni sismiche il livello di sicurezza della costruzione è quantificato attraverso il rapporto ζ_E tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione; l'entità delle altre azioni contemporaneamente presenti è la stessa assunta per le nuove costruzioni, salvo quanto emerso riguardo ai carichi verticali permanenti a seguito delle indagini condotte (di cui al C8.5.5) e salvo l'eventuale adozione di appositi provvedimenti restrittivi dell'uso della costruzione e, conseguentemente, sui carichi verticali variabili» (NTC, 2018).

Un ulteriore chiarimento viene espresso nella circolare applicativa delle nuove norme tecniche emanata il 21 Gennaio 2019: «Il C8.3 contiene una definizione della procedura di valutazione della sicurezza, le situazioni nelle quali è obbligatoria la valutazione, e gli stati limite ai quali fare riferimento. Le modalità di valutazione della sicurezza dipendono dalle caratteristiche dell'edificio e dalle eventuali criticità presenti; la valutazione della sicurezza deve essere effettuata sia nello stato di fatto,

sia nello stato di progetto degli interventi. In particolare, nelle verifiche dello stato di progetto si deve tenere conto di come gli interventi possano incidere sul comportamento della costruzione. Nei successivi C.8.5, C.8.6, C.8.7 sono trattate in modo esteso le modalità operative consigliate per le verifiche. Tra i casi per i quali è obbligatorio procedere alla verifica della costruzione è escluso il caso conseguente ad una eventuale variazione dell'entità delle azioni a seguito di una revisione o della normativa o delle zonazioni che differenziano le azioni ambientali (sisma, neve, vento) nelle diverse parti del territorio italiano. La valutazione della sicurezza degli edifici esistenti, per quanto possibile, deve essere effettuata in rapporto a quella richiesta per gli edifici nuovi. A tale scopo, le NTC introducono due nuovi parametri che costituiscono fattori indicativi per un rapido confronto tra l'azione sopportabile da una struttura esistente e quella richiesta per il nuovo:

- ζ_E , definito come il rapporto tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione sul medesimo suolo e con le medesime caratteristiche (periodo proprio, fattore di comportamento ecc.). Il parametro di confronto dell'azione sismica da adottare per la definizione di ζ_E è, salvo casi particolari, l'accelerazione al suolo a_g S» (Circolare, 2019).

CAPITOLO 3

Analisi e valutazione della struttura esistente

3.1 Introduzione

Allo scopo di definire il modello di riferimento in grado di simulare il comportamento reale dell'edificio, è necessario effettuare delle prove che, in mancanza di ulteriore materiale da cui ricavare informazioni, possano portare ad una conoscenza completa ed approfondita delle caratteristiche e del comportamento della struttura. Il piano delle indagini, come riportato nella Circolare del 21 Gennaio 2019, si articola in diverse fasi:

- analisi storico-critica;
- rilievo;
- caratterizzazione meccanica dei materiali.

3.2 Analisi storico-critica

“Ai fini di una corretta individuazione del sistema strutturale e del suo stato di sollecitazione è importante ricostruire il processo di realizzazione e le successive modificazioni subite nel tempo dalla costruzione, nonché gli eventi che l'hanno interessata” (NTC, 2018). In particolare, il paragrafo C8.5.1 della Circolare esplicativa sottolinea che l'analisi storico-critica ha lo scopo di comprendere le vicende costruttive, i fenomeni di degrado, le modifiche subite dall'edificio ed i dissesti; pertanto, “in tal senso l'indagine storica diventa indagine critica e fonte, per eccellenza, di documentazione e conoscenza finalizzate all'interpretazione del comportamento strutturale” (Circolare, 2019).

Per eseguire una corretta analisi è necessario reperire tutti i documenti disponibili (elaborati e relazioni progettuali di calcolo, certificati di prove sui materiali utilizzati, materiale fotografico delle fasi costruttive, relazioni di collaudo ecc.), che hanno registrato l'origine e l'evoluzione delle fasi di trasformazione della struttura e che hanno portato alla configurazione attuale della stessa.

Per edifici di storici, è possibile effettuare una ricerca archivistica in modo da ottenere una documentazione completa, ricostruendo ed interpretando le diverse fasi di costruzione della struttura.

3.3 Rilievo geometrico-strutturale

Nel caso di disponibilità di materiale originale è possibile identificare la struttura attraverso lo studio degli elaborati e verificando eventuali modifiche avvenute negli anni. Al contrario, quando non si dispone di documentazione adatta a ricostruire in modo dettagliato l'organismo strutturale, si rende necessario un rilievo preciso ed accurato in modo tale da acquisire un'adeguata conoscenza della struttura. Il rilievo geometrico-strutturale è articolato in diverse fasi finalizzate alla conoscenza della geometria esterna della struttura e dei dettagli costruttivi. Alcuni dettagli costruttivi possono non essere visibili (come ad esempio la disposizione delle barre di armatura all'interno del calcestruzzo) ed è necessario effettuare rilievi a campione e successivamente estendere tali valutazioni per analogia: mentre per la definizione dei dettagli costruttivi è possibile conseguire livelli di conoscenza con approfondimenti crescenti, per la geometria della struttura, le NTC stabiliscono che il rilievo sia compiuto in modo completo, accurato e dettagliato. Il rilievo deve essere esteso all'intero organismo strutturale ed eventuali altre strutture in aderenza che interagiscono con quella in esame ed inoltre deve comprendere tutti gli elementi strutturali in elevazione (NTC, 2018).

3.4 Caratterizzazione meccanica dei materiali

La conoscenza delle caratteristiche meccaniche dei materiali è di fondamentale importanza per conoscere lo stato attuale della struttura e dei materiali che la compongono. La prima fase del rilievo e lo studio attento della documentazione progettuale disponibile consentono di definire le tipologie ed il numero di indagini strumentali da effettuare in situ. La programmazione delle indagini strumentali deve essere intesa come un processo in continuo aggiornamento: infatti la pianificazione ed il numero dei test da eseguire sono da valutare man mano che si acquisiscono informazioni aggiuntive durante i sopralluoghi; infatti, l'obiettivo principale della campagna di prove è quello di riflettere quanto più possibile le caratteristiche di variabilità della struttura. La selezione delle prove da effettuare si baserà su una combinazione di fattori quali costi, danni, velocità, affidabilità, ma generalmente, si applicherà dapprima un'ispezione visiva e, di conseguenza, su questa verranno decise le prove pratiche. Per lo studio delle proprietà meccaniche e delle caratteristiche dei materiali esistono, al giorno d'oggi, numerosi metodi di indagine. La classificazione più utilizzata è quella che prevede la distinzione tra “controlli distruttivi” (o metodi diretti) e “prove non distruttive” (o prove indirette). Le prime sono prove di resistenza effettuate direttamente su campioni ottenuti tramite il prelievo di materiale da elementi strutturali. I metodi indiretti, invece, prevedono la misura di alcune caratteristiche fisiche o chimiche da cui, tramite correlazioni empiriche o matematiche, si ricava la resistenza dei materiali. Esiste poi un'ulteriore ripartizione che considera la presenza, tra i metodi già citati, dei “metodi moderatamente distruttivi”. Queste prove, a differenza delle prove distruttive, prevedono l'utilizzo di strumentazione in grado di non provocare danni irreparabili per la struttura.

3.4.1 Controlli distruttivi

Le proprietà più importanti da definire in un edificio in cemento armato sono la resistenza del calcestruzzo e le caratteristiche delle barre d'acciaio. I metodi distruttivi (o diretti) prevedono la distruzione dei materiali e comportano prove

meccaniche su campioni prelevati mediante carotaggi e tagli sulla struttura esistente. Non sempre esiste la possibilità di poterli applicare in quanto recano un particolare disturbo alla struttura.

3.4.1.1 Prove di compressione su provini di calcestruzzo

Le prove di compressione su provini di calcestruzzo richiedono una particolare cura in modo da ottenere le caratteristiche dei materiali quanto più possibile vicino alla realtà. Infatti, il prelievo del materiale avviene direttamente su un elemento in calcestruzzo della struttura mediante carotatrici a corona diamantata (norme UNI 12504-1) e permette di ricavare i parametri propri del calcestruzzo senza il ricorso di curve e tabelle di conversione. Per tale motivo, è richiesto di rendere minimo il disturbo arrecato al campione durante le fasi di estrazione della carota, di manipolazione e preparazione del materiale per la prova a compressione (UNI EN 12390). È importante anche evitare di prelevare provini dagli elementi strutturali più sollecitati a compressione, come ad esempio i pilastri al pian terreno, pilastri dei piani pilotis, pilastri d'angolo o di dimensione ridotta in modo da non provocare una diminuzione della sezione resistente. Saranno da scartare tutte quelle carote che, sottoposte ad un controllo visivo, presentano dei difetti e delle fessurazioni.

3.4.1.2 Prove di trazione su barre di armatura in acciaio

La prova di trazione si riferisce alla prova di trazione sulle barre di armatura estratte dalla struttura ed è regolata dalle norme UNI EN 10002/1. Non è un test molto utilizzato: viene considerato superfluo in quanto essendo l'acciaio un prodotto industrializzato, nota la provenienza e quindi lo stabilimento di produzione, è facile ricavare le certificazioni del comportamento e delle caratteristiche delle barre d'acciaio oggetto di studio. In generale si tende ad evitare questo tipo di prova per la notevole invasività dell'operazione. Nel caso la prova si rivelasse di fondamentale importanza all'interno della campagna di indagini, i prelievi delle barre è necessario che vengano effettuati su elementi poco sollecitati come ad esempio su elementi

strutturali di sottotetti o dell'ultimo piano. Inoltre estrema cura dovrà essere utilizzata nel ripristino della capacità resistente dell'elemento strutturale, verificando la saldabilità delle barre in opera.

3.4.2 Controlli non distruttivi

Le prove non distruttive sono generalmente definite come non dannose nei riguardi delle prestazioni previste per l'intera opera o per l'elemento sottoposto alla prova. Tutti i metodi non distruttivi possono essere eseguiti direttamente sul calcestruzzo in situ senza rimozione di materiale, anche se le rifiniture più superficiali potrebbero subire piccoli danneggiamenti facilmente riparabili. Tra i controlli non distruttivi più diffusi, ci sono la prova sclerometrica, quella pacometrica, indagini attraverso termocamera; invece come controlli semidistruttivi si ricordano la prova di penetrazione (sonda Windsor) la prova di estrazione (pull-out).

3.4.2.1 Indagini termografiche

L'indagine con termocamera fa parte di quelle tecniche che non arrecano alcun tipo di danno alla struttura ed inoltre, è uno metodo di verifica molto utile per il patrimonio edilizio esistente non solo per identificare gli elementi strutturali non visibili, ma anche per effettuare valutazioni energetiche affidabili dell'edificio soggetto all'intervento. Lo strumento di misura è una termocamera ad infrarossi che ha la capacità di rilevare, senza contatto, l'energia termica irradiata da un qualsiasi corpo che ha una temperatura superiore allo zero assoluto ($-273,15^{\circ}\text{C}$). La registrazione della temperatura superficiale dei corpi, ovvero le radiazioni infrarosse invisibili all'occhio umano, viene trasformata in segnali elettrici che sono poi convertiti in "termogrammi" o "mappe termiche", la lettura delle quali è compiuta attraverso una scala cromatica di "falsi colori". Si tratta di falsi colori perché ogni colore corrisponde ad una precisa lunghezza d'onda della banda visibile all'occhio umano, mentre nelle immagini convertite sono associati alle energie radianti dello spettro dell'infrarosso (Colombini, 2014). In Figura 10 infatti è possibile notare come per gli

elementi con temperature più basse (es. calcestruzzo) vengano utilizzati colori più freddi nelle tonalità del blu, mentre per elementi con temperature più alte (es. blocchi di laterizi o impianti di illuminazione) vengano utilizzati colori caldi nelle tonalità del rosso, arancione e giallo.

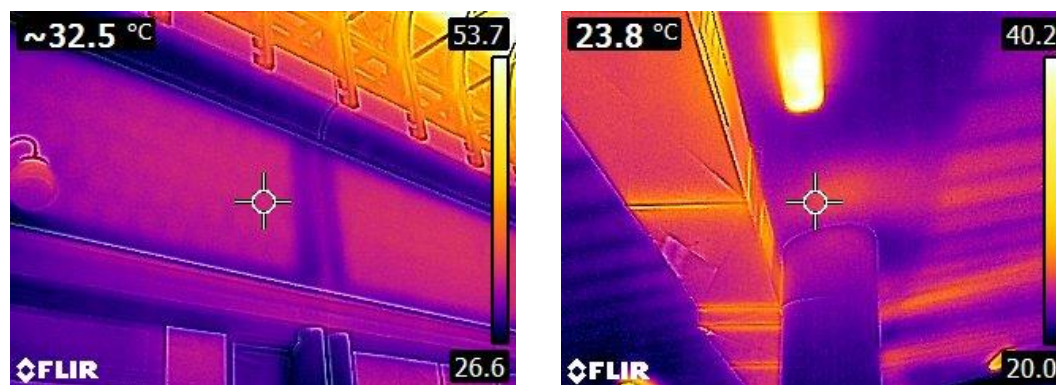


Figura 10. Identificazione termografica degli elementi strutturali non visibili

Esistono due diverse tipologie di indagine termografica: la “prova termografica attiva” e la “prova termografica passiva”. Nel primo caso si utilizza una sorgente termica (es. lampade) per riscaldare la superficie oggetto di studio per amplificare i segnali quando le differenze di temperatura sono molto piccole; le prove termografiche passive invece, sfruttano sorgenti termiche naturali come l’irradiazione solare. Le prove termografiche attive sono molto più veloci nell’esecuzione ma molto più costose di quelle passive. Tali controlli sono affidabili solo quando lo spessore dell’intonaco sugli elementi indagati non supera i 5-6 cm.

3.4.2.2 Indagini sclerometriche

Le indagini sclerometriche risultano essere le prove non distruttive su elementi in calcestruzzo più utilizzate grazie alla loro economicità, praticità e ai ridotti tempi di esecuzione. Tali indagini sono regolate dalle norme UNI EN 12504-2 e sono volte alla definizione della resistenza del calcestruzzo attraverso la misura della durezza

superficiale del materiale. Tra la resistenza a compressione e la durezza superficiale non esiste un legame teorico, infatti queste due grandezze sono correlabili solo empiricamente. Per questo motivo la prova sclerometrica è caratterizzata da un livello di dettaglio molto basso e da precisione inferiore. Le norme UNI EN 12504-2 sottolineano che lo sclerometro può essere utilizzato per valutare l'uniformità del calcestruzzo in situ e per individuare e delimitare zone in cui il materiale sia di scarsa qualità o deteriorato (UNI-EN).

Il metodo consiste nel provocare l'impatto di una massa convenzionale contro la superficie del materiale sottoposto alla prova e nel misurare l'altezza del rimbalzo; la misura è espressa in termini di percentuale dell'altezza di rimbalzo rispetto alla distanza percorsa dalla massa in movimento tra l'istante in cui è rilasciata e il momento in cui colpisce la superficie del calcestruzzo. Questa percentuale è detta Indice di Rimbalzo I_R . Considerando che l'energia cinetica della massa battente è standard, l'altezza di rimbalzo dipende dall'energia dissipata durante l'impatto che a sua volta dipende dalla resistenza meccanica della superficie del calcestruzzo (LOMBARDO, 2012).

La prova va effettuata su superfici di calcestruzzo opportunamente liberate da eventuali rivestimenti come intonaco o vernici protettive in modo da mettere a nudo la necessaria superficie della struttura, inoltre va preparato il piano di posa dello sclerometro mediante levigazione con apposita pietra porosa. La zona di indagine deve avere una dimensione di 20x20 cm in modo da consentire l'esecuzione di almeno 9 battute in punti opportunamente distribuiti e distanziati tra di loro di almeno 2,5 cm per evitare l'interazione reciproca tra le varie battute.



(a)



(b)

Figura 11. (a) Esempio di Sclerometro per calcestruzzo; (b) Esecuzione della prova sclerometrica sulla zona di indagine opportunamente preparata

L'indice di rimbalzo dovrà essere valutato eseguendo la misura con lo sclerometro in posizione orizzontale, ovvero perpendicolare alla superficie di indagine. L'effetto di gravità condiziona il risultato: infatti, se non è possibile mantenere lo strumento in posizione orizzontale, per determinare l'indice di rimbalzo equivalente bisogna far ricorso alle tabelle di conversione dello strumento. Come indicato dalle norme UNI, l'indice di rimbalzo andrà valutato come la media degli indici di rimbalzo e saranno considerati accettabili i valori nell'intervallo pari a $0,8 \cdot I_{R,medio} \leq I_R \leq 1,2 \cdot I_{R,medio}$, mentre i valori esterni a questo intervallo verranno scartati.

3.4.2.3 Indagini pacometriche

Le prove pacometriche fanno parte dei metodi non invasivi e non distruttivi e sono basate sulla misura del campo magnetico determinato dalla presenza di armature in

prossimità della superficie del calcestruzzo degli elementi strutturali e quindi armati (pilastri, travi, muri di taglio). Lo strumento utilizzato è il pacometro, un attrezzo portatile e maneggevole, con cui è possibile effettuare prove veloci e sicure. Il pacometro permette di identificare il posizionamento delle barre di armatura in modo da stimare la misura del diametro, dell'interferro e del copriferro delle armature longitudinali (immerse fino ad una profondità di 10 cm) e del diametro e del passo delle staffe. L'utilizzo del pacometro come strumento di prova non distruttivo, è regolato dalle norme BS 1881:204; su ogni faccia delle superfici di calcestruzzo è individuabile la posizione delle barre di armatura facendo scorrere lo strumento in modo continuo sulla superficie: la presenza della barra è evidenziata tramite un sistema analogico o digitale, o anche con segnalazioni acustiche. Ripetendo l'operazione su più sezioni dell'elemento, e disegnando sulla superficie dello stesso una retta che passi per i punti individuati, sarà possibile tracciare il reticolo delle armature presenti all'interno dell'elemento indagato (Aversa et al., 2012).



Figura 12. Utilizzo del pacometro sulla superficie in calcestruzzo di un pilastro

CAPITOLO 4

Identificazione dinamica delle strutture

4.1 Introduzione

Negli ultimi anni le richieste definite dalle nuove normative in campo sismico, e le nuove tecnologie disponibili insieme alle nuove conoscenze scientifiche hanno rivolto un particolare interesse nei confronti dello studio delle strutture esistenti. Infatti in un territorio sismico come quello italiano, non solo è necessario progettare nuove strutture antisismiche ma è anche importante identificare correttamente dal punto di vista dinamico il comportamento delle strutture esistenti, monitorandole nel tempo e registrando i cambiamenti. Quelli più rilevanti potrebbero essere il sintomo che la struttura non è più in grado di svolgere appieno il compito per cui era stata progettata, e quindi la conferma di perdita di sicurezza da parte della struttura stessa.

La valutazione dello stato di salute di strutture civili viene effettuata tramite l'SMH ovvero *Structural Health Monitoring*, che non mira solo all'identificazione di danni sorti improvvisamente ma anche alla continua osservazione delle prestazioni delle stesse nelle condizioni di esercizio o durante particolari condizioni ambientali quali terremoti (Mufti, 2002). Un sistema di monitoraggio si compone di vari sensori in grado di rilevare grandezze ambientali e la risposta strutturale alle sollecitazioni. Inoltre realizzando misurazioni adeguate con la rete di sensori ed effettuando un'opportuna analisi dei dati è possibile individuare le caratteristiche modali delle strutture che portano ad una completa identificazione degli edifici: questo processo è più comunemente conosciuto come Analisi Modale Sperimentale.

4.2 L'identificazione dinamica delle strutture

L'analisi del comportamento dinamico delle strutture è uno dei campi dell'ingegneria civile a cui è rivolta una particolare attenzione al giorno d'oggi. Identificare una struttura dal punto di vista dinamico significa arrivare alla determinazione delle caratteristiche della stessa (frequenze naturali, forme modali e coefficienti di smorzamento) applicando specifiche tecniche che possono distinguersi in analitiche, sperimentali o operazionali.

Si parla di approccio analitico, o di problema diretto, quando conoscendo alcune caratteristiche della struttura come geometria, vincoli, proprietà dei materiali, distribuzione delle masse, distribuzione delle rigidezze e smorzamento, si giunge a determinare i parametri modali del sistema risolvendo un problema agli autovalori. Nel caso dell'approccio sperimentale, anche conosciuto come problema inverso, fornendo un input dinamico alla struttura e misurandone la sua risposta strutturale, si calcolano le funzioni di risposta in frequenza e, a partire da queste, è possibile determinare le caratteristiche dinamiche della struttura (EMA). L'approccio operativo prevede, invece, di valutare i parametri dinamici solamente tramite la risposta strutturale senza conoscere l'eccitazione di input (OMA).

Uno dei motivi principali per cui l'analisi modale sperimentale ha assunto un ruolo fondamentale nel campo di studio delle strutture esistenti è legato all'individuazione dei danni alla struttura nel tempo, e quindi alla loro variazione nelle condizioni di esercizio. Infatti tramite l'analisi modale sperimentale è possibile determinare il comportamento dinamico di una struttura che risulta essere la sua "impronta digitale", ovvero esso dipende solo dalle sue caratteristiche intrinseche quali masse, rigidezze, rapporti di smorzamento, vincoli, e non dall'entità e dal tipo di carico applicato. Pertanto, solo modifiche interne alla struttura come potrebbero essere fessurazioni importanti o danni strutturali, portano alla variazione dei parametri dinamici della struttura (Fabbrocino et al., 2007).

È possibile definire l'identificazione strutturale come quel processo che vede la costruzione di un modello basato su misurazioni sperimentali che possono essere

utilizzate per calibrare il modello analitico iniziale della struttura (Cimellaro et al., 2011). Infatti questo risulta essere un obiettivo non di minore importanza, per cui si ha la possibilità di estrarre i parametri modali ed in base a questi dati reali calibrare dei modelli ad elementi finiti della struttura oggetto di studio. Tale applicazione si basa essenzialmente su tre fasi: la prima è di osservazione e quindi di sperimentazione, la seconda fase è di ipotesi e quindi di costruzione di un modello, e l'ultima è quella di calibrazione e validazione del modello, costruito nello step precedente, tramite il confronto con i dati acquisiti. Affinché ciò si possa realizzare, durante la prima fase, è di fondamentale importanza il monitoraggio strutturale che avviene tramite una rete di sensori in grado di registrare la risposta strutturale in relazione a degli input forniti. La seconda fase invece, è caratterizzata dall'utilizzo di un software per mezzo del quale viene costruito un modello (che potrebbe essere ad esempio agli elementi finiti) sulla base delle informazioni ottenute durante ispezioni e sopralluoghi. Il processo termina con la calibrazione e quindi la validazione del modello facendo riferimento alle misurazioni sperimentali acquisite e analizzate per ottenere un modello matematico che simuli il comportamento reale della struttura. L'intero processo può essere così schematizzato:

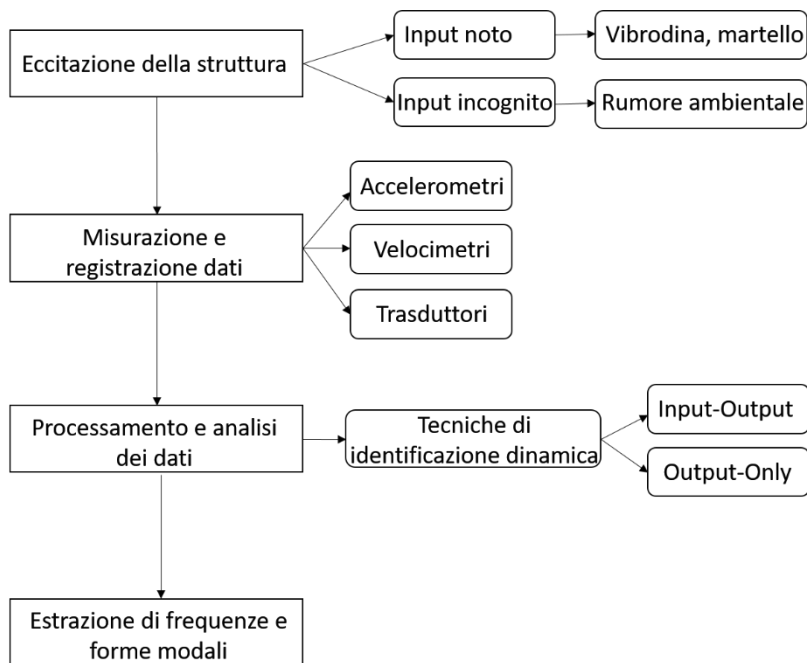


Figura 13. Schema del processo di identificazione dinamica della strutture

4.3 Monitoraggio strutturale

Il monitoraggio strutturale è il mezzo attraverso il quale è possibile “controllare” una struttura. In generale, utilizzato in svariate applicazioni, permette di esaminare il comportamento di una struttura in qualsiasi situazione, di ottenere significative informazioni su una struttura ed in base a queste organizzare successive fasi di studio o programmare eventuali interventi futuri.

È possibile distinguere due tipologie di monitoraggio: statico e dinamico. Lo scopo del monitoraggio statico in campo strutturale è principalmente quello di rilevare regolarmente, e in un periodo piuttosto lungo, delle variazioni di alcuni parametri della struttura (ad esempio è utile nella verifica dell’evoluzione di un quadro fessurativo su una struttura). Il monitoraggio dinamico invece ha il fine di rilevare e misurare le vibrazioni meccaniche di una struttura. In questo modo è possibile caratterizzare le strutture soggette a vibrazioni ambientali o tremori di natura artificiale come potrebbero essere quelli causati da una vibrodina, in modo da migliorare i modelli strutturali disponibili o crearne dei nuovi.

4.3.1 Eccitazione della struttura

La risposta della struttura può essere misurata se in input è presente un qualsiasi tipo di eccitazione. In generale esistono due tipologie di eccitazione: artificiale o ambientale. L’eccitazione controllata di opere di ingegneria civile richiede l’uso di pesanti apparecchiature in grado di eccitare la struttura, pertanto, non sempre è possibile effettuare prove di questo tipo. Il monitoraggio dinamico può avvenire essenzialmente attraverso tre tipologie di eccitazione:

- Eccitazione ambientale: durante i test a vibrazione ambientale, sono registrate le accelerazioni della struttura eccitata da carichi ambientali (vento, traffico veicolare ecc.). I tremori causati dall’ambiente producono nelle strutture una vibrazione fissa di ampiezza variabile: tale segnale, se opportunamente analizzato, consente di ricavare gli stessi parametri modali ottenibili con l’eccitazione artificiale come ad esempio quella

della vibrodina. Questo tipo di eccitazione è la più comune quando si parla di identificazione strutturale in quanto non necessita di costi, è continua e presenta un'intensità adatta a produrre vibrazioni di ampiezza misurabile.

- Eccitazione artificiale: l'eccitazione artificiale viene utilizzata quando non esiste o è poco presente quella ambientale. Il vantaggio di utilizzare questo tipo di eccitazione è nel fatto che l'input può essere controllato e misurato ed inoltre si può indagare sulla banda delle frequenze di interesse. Lo strumento per eccitare una struttura più utilizzato è la vibrodina in grado di fornire forze dinamiche sinusoidali e unidirezionali.



Figura 14. Vibrodina ad eccentrici con forza sinusoidale e unidirezionale

L'eccitatore meccanico è costituito da due alberi controrotanti, dotati di masse eccentriche. La rotazione dei due alberi è sincronizzata tramite una coppia di ruote dentate in modo da originare oscillazioni unidirezionali la cui forza è perpendicolare all'asse ideale di collegamento dei due alberi (Figura 15).

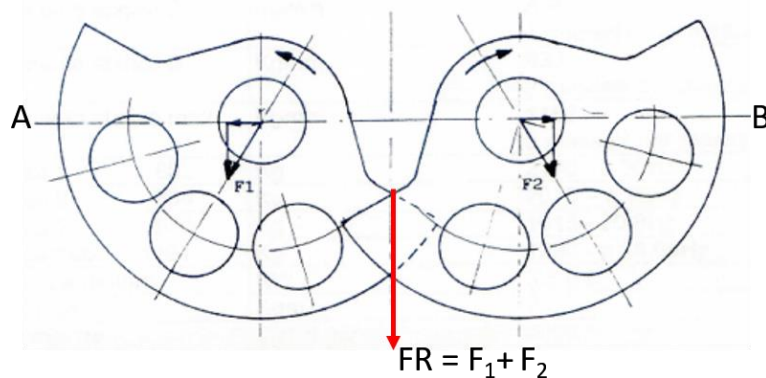


Figura 15. Forza risultante generata dalle masse eccentriche della vibrodina

È da notare che l'eccitatore meccanico deve essere saldamente ancorato alla struttura a causa delle vibrazioni molto forti che è in grado di fornire; pertanto, è facile immaginare che può essere utilizzato su strutture in cemento armato e acciaio, ma difficilmente può essere fissato su strutture in muratura. Quando si hanno delle difficoltà nell'installazione della vibrodina, è possibile utilizzare il martello strumentato: è uno strumento anch'esso capace di eccitare le strutture tramite impatto. Grazie alle varie masse e a diverse punte di impatto, è possibile generare impulsi di frequenza e ampiezza tali da adattarsi alle strutture esaminate.

4.3.2 Sistemi di acquisizione dati

Il monitoraggio strutturale di un'opera comporta la scelta del sistema di acquisizione dati da utilizzare, la tipologia e il posizionamento degli strumenti e la modalità di trasmissione dei dati registrati. Nei primi sistemi di monitoraggio veniva utilizzato un certo numero di strumenti collegati alla corrente elettrica e messi in comunicazione tra loro tramite una rete fisica di cablaggio ingombrante che li rendeva poco maneggevoli e poco duraturi nel tempo anche a causa dell'usura dei materiali. Ad oggi sono stati effettuati numerosi progressi tanto che la tipologia di strumentazione appena descritta risulta essere obsoleta, non più utilizzata, ed è stata sostituita da sistemi moderni con sensori dotati di rete wireless e GPS. Queste soluzioni moderne

permettono di effettuare interventi poco invasivi, utili soprattutto negli edifici storici dove non rovinare o manomettere la struttura originale è requisito di primaria importanza. Inoltre l'inserimento dei sensori wireless nello scenario del monitoraggio strutturale gioca un ruolo fondamentale nelle misurazioni da effettuare nel caso di opere molto estese in cui si rende necessario l'impiego di un gran numero di sensori posizionati ad enormi distanze tra loro.

Un altro aspetto da non trascurare è la scelta della tipologia di sensori da utilizzare durante la sessione di monitoraggio. Tra i più utilizzati si ricordano: gli estensimetri che descrivono lo sviluppo di fessure nel tempo, gli accelerometri che misurano le accelerazioni indotte da rumore ambientale o forzanti artificiali i pendoli che misurano gli spostamenti di grandi strutture orizzontali come dighe o ponti, gli inclinometri che permettono di individuare la variazione di inclinazione di elementi strutturali, i moderni sensori a fibra ottica che sono in grado di seguire le deformazioni sulla struttura.

La selezione è legata a diversi fattori: in primis viene considerato ciò che si vuole identificare di una struttura, poi entrano in gioco altri elementi come il tipo di opera, i costi e le tipologie di prove. Nel caso di opere storiche di rilievo poi, ci sono altre condizioni da dover rispettare per cui i parametri di valutazione diventano altri andando a volte anche contro scelte che potrebbero sembrare ovvie.

4.4 Analisi dei dati

La fase di analisi del segnale risulta essere una delle principali fasi nel processo di identificazione dinamica. Comunemente i segnali registrati con apposita strumentazione sono accelerazioni o spostamenti acquisiti nel dominio del tempo; i metodi di analisi più utilizzati, invece, elaborano il segnale nel dominio delle frequenze. Pertanto la prima fase di analisi prevede la conversione del segnale analogico in forma digitale: in questo modo i dati raccolti sono rielaborati in valori discreti e non come funzioni continue. Infatti esiste una differenza sostanziale tra segnale analogico e segnale digitale: il primo è una funzione continua nel tempo, è

simile al segnale fisico che riproduce, il segnale digitale è definito da una successione di numeri che rappresentano il valore del segnale in un dato istante di tempo.

Durante questa prima fase di conversione, possono essere rilevati diversi tipi di problemi come gli errori di *Aliasing* e *Leakage* ai quali è possibile porre rimedio attraverso le procedure di *Windowing* e *Overlap averaging*. Nel seguito si riporta brevemente una descrizione dei problemi appena elencati e delle soluzioni possibili.

4.4.1 Aliasing

Quando un segnale analogico viene digitalizzato in un segnale continuo, il campionamento avviene ad intervalli di tempo uguali: quello che potrebbe divenire un problema è definire un opportuno intervallo di campionamento Δt (intervallo tra due acquisizioni successive). Dunque l'*aliasing* può essere descritto come l'errata definizione di un intervallo di campionamento del segnale. Ciò significa che se il campionamento avviene in intervalli troppo lunghi, e quindi in punti distanti tra loro, potrebbe portare ad avere confusione tra le alte e le basse frequenze nei dati registrati. In Figura 16 viene mostrato come il campionamento con un numero insufficiente di punti porta ad un errore sostanziale nella definizione del segnale.

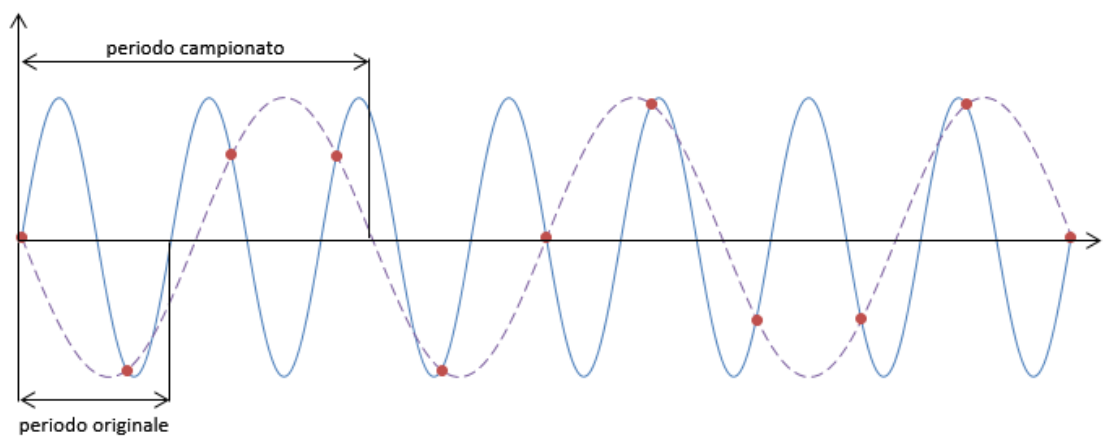


Figura 16. Fenomeno dell'*aliasing*

Per non incorrere nei problemi di *aliasing* occorre rimuovere dal segnale analogico di ingresso tutti le componenti di frequenza superiore alla frequenza di Nyquist (che corrisponde al doppio della massima frequenza del segnale): deve infatti risultare che la frequenza di campionamento $f_c \geq 2f_{c\max}$ dove $f_{c\max}$ rappresenta la frequenza più alta contenuta nel segnale.

È necessario quindi filtrare il segnale prima dell'acquisizione con un filtro passa-basso che permette di eliminare le frequenze al di sopra di quella impostata: tale filtro viene detto anti-aliasing.

4.4.2 Leakage

In generale, per passare da un segnale definito nel dominio del tempo ad un segnale definito nel dominio delle frequenze, viene utilizzata la Trasformata di Fourier che fornisce quindi lo spettro del segnale. Nel dominio delle frequenze si può verificare che si abbia una dispersione dell'energia spettrale, come se una parte dell'energia presente nei picchi dello spettro scivolasse lateralmente ai due bordi delle linee spettrali (fenomeno del *leakage*): ciò dipende dall'assunzione di periodicità del segnale, ovvero dal troncamento temporale del segnale nel periodo di osservazione. Infatti nel caso favorevole di assunzione della finestra temporale pari ad un numero intero di periodi, si rileva un valore massimo in corrispondenza del picco centrale; nel caso in cui la periodicità scelta non corrisponde al numero intero di periodi ma, ad esempio, contiene un ulteriore semiperiodo, il valore massimo del picco centrale si perde mentre vengono evidenziati i valori dei punti adiacenti. Nel caso generico la finestra di osservazione contiene un numero non intero di periodi, pertanto i campionamenti cadono sfasati rispetto al picco massimo Figura 17.

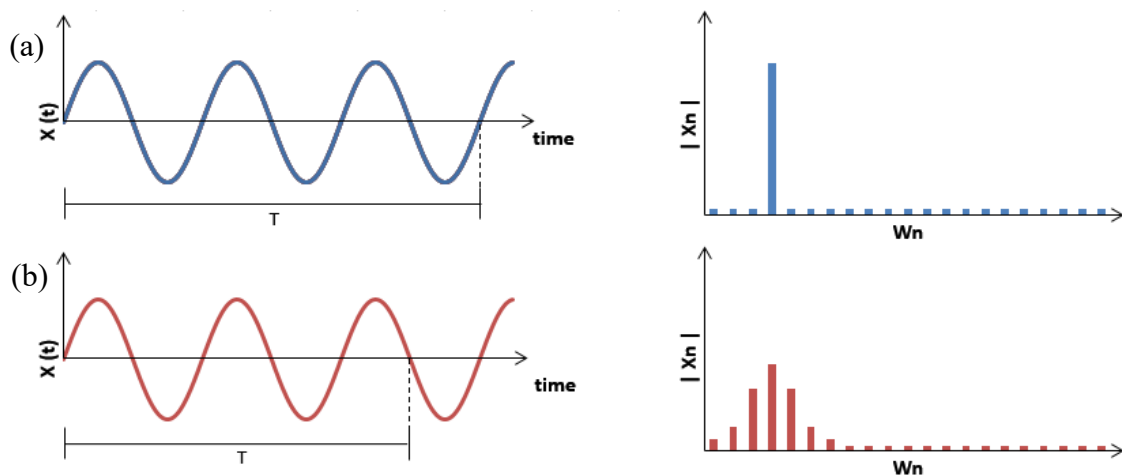


Figura 17. (a) Spettro reale; (b) effetto leakage

Per ridurre il problema del leakage viene utilizzato il metodo del *windowing* di seguito riportato.

4.4.3 Windowing

La soluzione al problema di troncamento temporale del segnale, ovvero al problema del *leakage*, consiste nel “finestrare” il segnale. Esistono l’operazione di “*windowing*” ovvero vengono introdotte delle finestre di campionamento per cui si moltiplica il segnale originale (nel dominio del tempo) per delle opportune funzioni di forma in modo che la dispersione del segnale dovuta al *leakage* possa essere contenuta. Esistono diverse tipologie di finestre e l’utilizzo è regolato in base al tipo di obiettivo che si vuole raggiungere (finestra di *Hanning*, *Hamming*, *Flat-top*, *Cosine*, *Exponential*). Una delle finestre più utilizzate è quella di *Hanning* (Figura 18 (a)) che viene utilizzata per annullare in maniera graduale gli estremi del segnale in modo da eliminare le discontinuità all’inizio dei periodi; anche la finestra *Cosine* (Figura 18 (b)) porta a zero gli estremi ma in modo più rapido. Queste due finestre nello specifico vengono utilizzate per segnali periodici o per vibrazioni casuali.

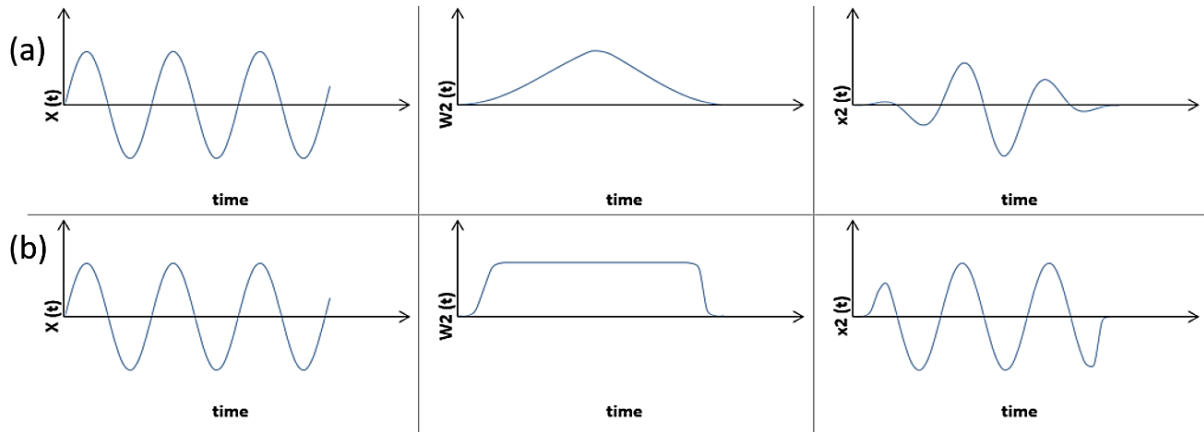


Figura 18. (a) . Finestra di Hanning; (b) Finestra Cosine

4.4.4 Overlap averaging

Come già anticipato al paragrafo 4.4.2, la trasformazione del segnale tra dominio del tempo e dominio delle frequenze avviene tramite la Trasformata di Fourier che come risultato fornisce quindi lo spettro del segnale. Nella pratica la FFT (*Fast Fourier Transform*), che viene applicata ad ogni finestra in cui è suddiviso il segnale, tende a non analizzare il segnale in prossimità del punto di giunzione tra due finestre successive: ciò causa una perdita di informazioni che potrebbe essere evitata andando a sovrapporre in termini percentuali le finestre adiacenti. Si parla di sovrapposizione di almeno il 50% tra finestre successive o, laddove fosse possibile, anche del 75% che rappresenta un valore ideale.

4.5 Tecniche di identificazione dinamica

L'utilizzo di tecniche di identificazione dinamica adeguate è uno step fondamentale per l'elaborazione dei risultati finali in termini di parametri modali della struttura. I metodi di identificazione strutturale possono essere distinti in due tipologie: i metodi *Input-Output* (EMA) che consentono di identificare le proprietà dinamiche della struttura nel caso di input noto, e tecniche *Output-Only* (OMA) che permettono di valutare le stesse caratteristiche dinamiche dei metodi precedenti, ma senza avere un input conosciuto. Generalmente le tecniche EMA sono difficili da applicare perché

spesso l'input non può essere misurato oppure accade che per grandi opere risulta impossibile applicare un input così forte da eccitare l'intera struttura. I metodi *Output-Only*, invece, utilizzano il rumore ambientale evitando di utilizzare strumentazione costosa per l'eccitazione della struttura.

Nei paragrafi di seguito vengono presentate alcune metodologie più utilizzate sia per le tecniche *Input-Output* che per le tecniche *Output-Only*, e, per ulteriori approfondimenti è possibile reperire materiale aggiuntivo nella letteratura che tratta nello specifico tale argomento.

4.5.1 Metodi Input - Output

Nel panorama delle tecniche di identificazione modale, esiste una grande varietà di metodi *Input-Output* e anche le classificazioni si distinguono in base a diversi fattori. Alcuni dei criteri con cui classificare i metodi *Input-Output* sono definiti sulla base di:

- tipo di formulazione (indiretta o modale e diretta);
- numero di modalità analizzate (SDOF - *Single degree of freedom* o MDOF - *Multi Degree of Freedom*);
- numero di input e output poiché le posizioni delle forzanti e dei punti in cui viene misurato l'output della struttura possono essere singole o molteplici:
 - SISO (Single-Input e Single-Output): unica risposta dovuta ad una sola eccitazione;
 - SIMO (Single-Input e Multiple-Output): unica forzante con diverse risposte;
 - MIMO (Multiple-Input e Multiple-Output): diverse risposte con varie forzanti;
 - MISO (Multiple-Input e Single-Output): unica risposta con molteplici eccitazioni.

Una delle distinzioni avviene in relazione al dominio in cui si opera: quando ci si trova nel dominio delle frequenze l'applicazione delle tecniche è basata sulla stima delle funzioni di risposta in frequenza (FRF), quando ci si trova nel dominio del tempo allora si fa riferimento alla matrice delle funzioni di risposta all'impulso (IRF).

4.5.1.1 Frequency Response Function (FRF)

Il comportamento dinamico delle strutture nel dominio delle frequenze viene definito attraverso la *Frequency Response Function* (FRF) che contiene tutte le informazioni sulle caratteristiche dinamiche della struttura.

Le tecniche utilizzate per le analisi nel dominio delle frequenze sono basate sull'utilizzo della Trasformata di Fourier con la quale è possibile trovare la soluzione dell'equazione del moto, convertendo un sistema di equazioni differenziali in un sistema di equazioni algebriche:

$$(M\omega^2 + C\omega + K) \cdot x(\omega) = f(\omega)$$

dove:

ω è il vettore delle frequenze;

M è la matrice di massa della struttura;

C è la matrice di smorzamento della struttura;

K è la matrice di rigidezza della struttura;

$x(\omega)$ è il vettore di spostamento;

$f(\omega)$ è il vettore dei carichi applicati ad una data frequenza ω .

La funzione di risposta in frequenza viene valutata come il rapporto tra la Trasformata di Fourier della risposta e l'input:

$$H(j\omega) = \frac{x(j\omega)}{f(j\omega)}$$

dove:

$H(j\omega)$ = matrice delle FRF e j = numero complesso (Cimellaro et al., 2011).

Le funzioni di risposta in frequenza sono funzioni complesse con parte reale e parte immaginaria e possono essere rappresentate anche in termini di ampiezza e fase dalle seguenti equazioni:

$$a = \sqrt{\text{Im}^2 + \text{Re}^2} \quad \text{e} \quad \varphi = \tan^{-1} \left(\frac{\text{Im}}{\text{Re}} \right).$$

È dimostrato che la parte reale della FRF è pari a zero alle frequenze naturali; la parte immaginaria avrà dei picchi sia sopra che sotto lo zero che indicano le frequenze di risonanza mentre la direzione dei picchi viene utilizzata per determinare le forme modali associate alle frequenze naturali della struttura (Fu and He, 2001).

4.5.1.1 Impulse Response Function (IRF)

I metodi utilizzati nel dominio del tempo, invece, sono basati sulla soluzione del sistema di equazioni differenziali:

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [C]\{\dot{x}(t)\} + [K]\{x(t)\} = \{f(t)\}.$$

In questo caso, come già anticipato, si fa riferimento alla matrice delle *Impulse Response Function* (IRF), che, può essere ottenuta attraverso l'inversa della Trasformata di Fourier ed è rappresentata dalla somma di risposte sinusoidali smorzate:

$$[I(t)] = \sum_{k=1}^m \left[|r_k| e^{-\sigma_k(t)} \sin(\omega_k t + \alpha_k) \right]$$

dove:

m è il numero di modi di vibrare;

$|r_k|$ è la matrice dei residui in termini di ampiezza;

α_k è la matrice in termini di fase;

σ_k è lo smorzamento modale che definisce l'involuppo esponenziale decrescente relativo a ciascun modo;

ω_k è la frequenza propria di ciascun modo (Fabbrocino et al., 2007).

4.5.2 Metodi Output - Only

I metodi *Output-Only* rappresentano le tecniche di identificazione dinamica più utilizzate: si basano sulla misura della risposta della struttura soggetta a condizioni di carico naturale, ossia a vibrazioni ambientali (traffico veicolare, vento) intese come rumore bianco avente media gaussiana pari a zero. Uno dei problemi principali relativi ai test ad eccitazione artificiale è la difficoltà di eccitare con una certa energia e in modo controllato strutture come dighe, ponti o edifici molto estesi; inoltre i test sono eseguiti misurando le risposte in condizioni operative e ciò significa che nel caso di analisi di un ponte, il traffico sul ponte ed il normale funzionamento non devono essere interrotti durante il test ma saranno utilizzati come fonte di eccitazione (Brincker et al., 2003).

I vantaggi nell'utilizzo delle tecniche *Output-Only* sono:

- facilità ed economicità: non necessitano di alcuna strumentazione per eccitare la struttura;
- misurazioni effettuate nelle condizioni di esercizio: i parametri modali identificati sono rappresentativi del comportamento dinamico della struttura nelle normali condizioni;
- non interferenza con la funzionalità della struttura.

Le tecniche Output-Only possono essere classificate in due gruppi principali: metodi non parametrici, sviluppati essenzialmente nel dominio delle frequenze, e metodi parametrici sviluppati nel dominio del tempo.

Nei paragrafi che seguono sono analizzate due delle tecniche *Output-Only* utilizzate nell'identificazione dinamica e che si distinguono per il dominio all'interno del quale vengono sviluppate.

4.5.2.1 Frequency Domain Decomposition (FDD)

L'algoritmo di identificazione *Frequency Domain Decomposition* (FDD) è basato sulla scomposizione della matrice di densità spettrale di potenza (*Power Spectral Density*, PSD) usando la scomposizione in valori singoli (*Singular Value Decomposition*, SVD). La SVD è in grado di scomporre la risposta spettrale del sistema in un insieme di sistemi ad un singolo grado di libertà (SDOF), ognuno corrispondente ad un modo da identificare. Attraverso la FDD è possibile stimare con elevata precisione i modi anche in caso di una forte contaminazione del rumore dei segnali (Brincker et al., 2000).

Nel processo di identificazione FDD (Brincker et al., 2000) il primo passo da seguire prevede la stima della matrice di *Power Spectral Density*. La matrice PSD, indicata come $\hat{G}_{yy}(j\omega)$, è nota a delle frequenze discrete $\omega = \omega_i$ ed è scomposta considerando la *Singular Value Decomposition* (SVD):

$$\hat{G}_{yy(j\omega)} = U_i S_i U_i^H$$

dove:

$$U = \begin{bmatrix} u_{11} & u_{12} & \dots & u_{1m} \\ u_{21} & u_{22} & \dots & u_{2m} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ u_{m1} & u_{m2} & \dots & u_{mm} \end{bmatrix} \quad \text{e} \quad S = \begin{bmatrix} s_1 & & & \\ & s_2 & & \\ & & \dots & \\ & & & s_m \end{bmatrix};$$

$U_i = [u_{i1}, u_{i2}, \dots, u_{im}]$ è una matrice unitaria che contiene i vettori singolari u_{ij} ;

S_i è una matrice diagonale contenente i valori singolari scalari s_{ij} .

Dalla rappresentazione grafica dello spettro dei *Singular Values* è possibile riconoscere i picchi che rappresentano i modi da identificare.

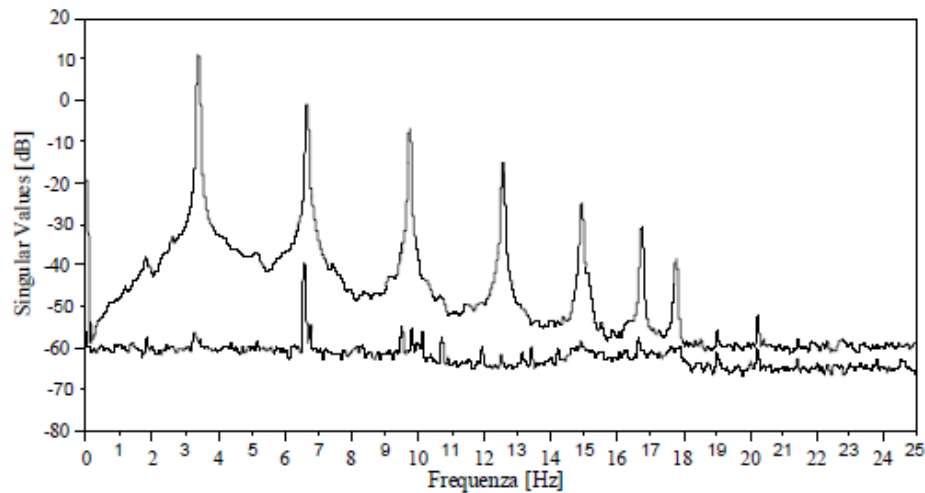


Figura 19. Singular Values (Agnifili 2002)

Considerando il picco relativo al k -esimo modo, il corrispondente vettore singolare rappresenta una buona approssimazione della forma modale $\varphi = u_1$, mentre il *Singular Value* rappresenta la funzione di densità autospettrale (*Autospectral Density Function*) del rispettivo sistema ad un grado di libertà (Brincker et al., 2001).

4.5.2.2 Random Decrement Technique (RDT)

La tecnica *Random Decrement* (RDT) fu proposta da Cole alla fine degli anni '60 all'interno dei suoi studi alla NASA. È una procedura sviluppata nel dominio del tempo in cui la risposta strutturale è trasformata in una funzione di decremento random. L'applicazione della RDT è utilizzata in associazione con i metodi di identificazione dinamica sia nel dominio del tempo che nel dominio delle frequenze. Tale metodologia non è difficile da comprendere (Rodrigues and Brincker, 2005) se si pensa che la risposta di un sistema soggetto ad un carico random, in ogni istante di tempo t , è composta da tre diversi contributi: la risposta ad uno spostamento iniziale, la risposta ad una velocità iniziale, la risposta al carico di input tra l'istante iniziale e l'istante t . Facendo la media di un gran numero di segmenti temporali della risposta strutturale registrata, con le stesse condizioni iniziali, la parte random della risposta avrà una tendenza a scomparire dalla media e ciò che ne rimane è la risposta del

sistema alle condizioni iniziali. Un ulteriore vantaggio di questo metodo che prevede la media dei segmenti temporali è la riduzione del rumore nelle funzioni risultanti RD.

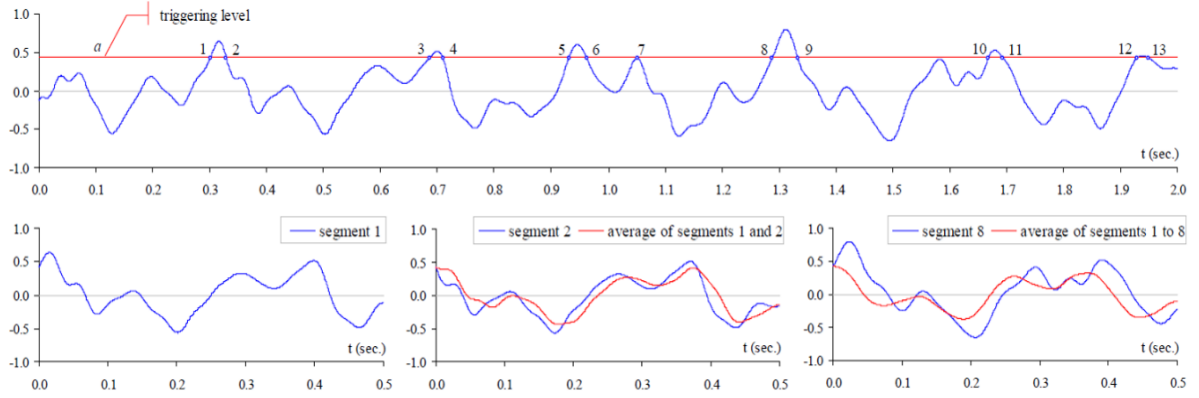


Figura 20. Concetti base della tecnica *Random Decrement* (Rodrigues and Brincker, 2005)

Considerando due segnali di risposta registrati (*time histories*) che chiameremo $x(t)$ e $y(t)$, l'autofunzione $D_{XX}(\tau)$ e la funzione incrociata $D_{XY}(\tau)$ della RD possono essere matematicamente definite dalle seguenti espressioni:

$$D_{XX}(\tau) = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N x(t_i + \tau) | Tx(t_i) \quad \quad \quad D_{XY}(\tau) = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N y(t_i + \tau) | Tx(t_i)$$

dove

N rappresenta il numero di segmenti temporali mediati;

$Tx(t_i)$ è la condizione di “*triggering*” applicata in questo caso alla *time history* $x(t)$. Per la valutazione della funzione RD è possibile considerare diverse condizioni di *triggering* $Tx(t_i)$: in Figura 20 i punti di *triggering* sono definiti nella zona positiva della *time history* ed è vantaggioso utilizzarne un gran numero anche se le serie di punti con bassi valori potrebbero essere contaminati dal rumore maggiormente rispetto ai punti con valori più elevati. L’equilibrio, avendo un numero elevato di punti di *triggering* e avendo un livello di *triggering* alto, può essere raggiunto

adottando dei punti di *triggering* positivi e considerando il livello di *triggering* $a = \sigma_x$ ovvero pari alla deviazione standard della *time history* di risposta soggetta ad analisi.

Un altro aspetto importante nella tecnica *Random Decrement* è la lunghezza dei segmenti temporali che sono estratti dalle *time history*. Per le applicazioni del dominio delle frequenze è importante che le funzioni RD siano valutate con una lunghezza temporale sufficiente per avere un decadimento completo all'interno di questo intervallo di tempo (in generale questo corrisponde ad una lunghezza temporale maggiore di quella richiesta per i metodi nel dominio del tempo).

L'applicazione della RD ai metodi di identificazione sviluppati nel dominio delle frequenze prevede la stima delle funzioni di densità spettrale della risposta del sistema strutturale. Solitamente tali stime sono ottenute utilizzando una procedura che può essere attribuita a Welch (Welch, 1967) e consiste in:

1. divisione dei segnali di risposta registrati in diversi segmenti, eventualmente sovrapposti, la cui dimensione determina la risoluzione in frequenza delle stime spettrali;
2. applicazione di una “finestra” in modo da ridurre gli effetti di *leakage*;
3. calcolo delle DFT (*Discrete Fourier Transform*) dei segmenti dati “finestrati” attraverso l'impiego delle FFT (*Fast Fourier Transform*);
4. calcolo dell'autospettro e spettro incrociato mediati, considerando le DFT dei segmenti dei dati registrati.

Una volta valutate le stime delle funzioni di densità spettrale, le procedure per analizzarle, al fine di estrarre le proprietà modali di un sistema, sono leggermente diverse in base al metodo scelto (*Peak Picking*, *Basic Frequency Domain*; *Frequency Domain Decomposition*).

Nell'utilizzo nel metodo della *Frequency Domain Decomposition* la matrice di densità spettrale viene scomposta, ad ogni frequenza discreta, in *Singular Values* usando l'algoritmo SVD. In questo modo le densità spettrali sono scomposte nei contributi di diversi modi che ad ogni frequenza partecipano all'intera risposta. Ad ogni frequenza, il modo dominante si presenta con primo *singular value* mentre gli

altri modi si presentano con i *singular values* successivi dello spettro. Dall'analisi dello spettro dei *singular values* è quindi possibile identificare le autofunzioni di densità spettrale corrispondenti ad ogni modo del sistema, che possono includere parti di diversi spettri di *singular values*, a seconda del modo dominante ad ogni frequenza. Nel metodo FDD le forme modali sono stimate come *singular vectors* al picco di ogni autofunzione di densità spettrale di potenza corrispondente ad ogni modo (Rodrigues and Brincker, 2005).

4.5.2.3 Indicatore MAC (Modal Assurance Criterion)

Il MAC (*Modal Assurance Criterion*) è un parametro che risulta essere sensibile alle grandi differenze e relativamente insensibile alle piccole differenze tra due vettori messi a confronto (Pastor et al., 2012). Nel caso in esame è possibile utilizzare il MAC per confrontare due forme modali φ_r e φ_q . L'espressione matematica dell'indicatore di correlazione per i gli autovettori dei modi q ed r viene espresso come:

$$MAC(r, q) = \frac{\left| \{\varphi_r\}^T \{\varphi_q\} \right|^2}{\left(\{\varphi_r\}^T \{\varphi_r\} \right) \left(\{\varphi_q\}^T \{\varphi_q\} \right)}$$

Tale indicatore può assumere valori tra 0 ed 1: valori vicini allo 0 indicano che le forme modali non sono correlate tra loro, mentre valori prossimi all'unità indicano che le forme modali, sono pienamente coerenti tra loro.

Tale indicatore risulta utile nel caso in cui si voglia verificare che due tecniche differenti (FDD ed RDT) restituiscano ad ogni frequenza le stesse forme modali. Inoltre, per valutare la bontà del modello costruito, è possibile stimare anche la correlazione tra due forme modali, la prima ottenuta tramite una tecnica di identificazione dinamica e l'altra mediante simulazione FEM. Due forme modali possono ritenersi compatibili tra loro se il MAC assume valori superiori a 0,8 (Cimellaro et al., 2011).

4.6 Costruzione del modello e calibrazione

La fase di modellazione e calibrazione del modello si svolge sulla base delle prove dinamiche che sono state effettuate sulla struttura. Partendo dai documenti disponibili (piane, prospetti) è possibile costruire un modello base che verrà aggiornato costantemente in base ai risultati delle prove sia dinamiche che dei test volti alla caratterizzazione meccanica dei materiali. Il metodo di costruzione del modello più utilizzato e che riproduce il comportamento reale di una struttura è quello ad elementi finiti (*Finite Element Model*). Il metodo FE, tramite delle equazioni differenziali alle derivate parziali, permette di ricavare delle soluzioni del problema approssimate ma, per questi modelli, è necessario avere una particolare attenzione nella fase di costruzione per assicurare una corretta ed effettiva rappresentazione del sistema strutturale. Tramite il modello FE è possibile:

- definire dei sistemi strutturalmente complessi nelle tre dimensioni;
- gestire e calibrare i parametri caratteristici dei materiali implementi nel modello;
- effettuare con lo stesso modello diversi tipologie di analisi (lineari, non lineari, dinamiche) (Achilli et al., 2005).

Tramite il modello FE è quindi possibile riprodurre il comportamento di un sistema continuo (MDOF) a più gradi di libertà, discretizzando la struttura attraverso elementi aventi proprietà adeguate. Una volta poi completata la geometria e l'inserimento dei parametri dei materiali, durante la fase di calibrazione, partendo dalle frequenze naturali della struttura valutate sperimentalmente, è possibile agire sulle masse e sulle rigidità degli elementi presenti nel modello per arrivare ad uguagliare le frequenze e i modi della struttura reale.

4.7 Applicazione e validazione delle tecniche di identificazione dinamica ad un caso semplificato

Prima di procedere al successivo capitolo, dove verrà illustrato nel dettaglio il caso studio dell'edificio scolastico Mascagni, si effettua l'applicazione delle tecniche di identificazione dinamica descritte nei paragrafi 4.5.2.1 e 4.5.2.2 ad un caso semplificato.

Le tecniche sono state applicate mediante due codici scritti in linguaggio Matlab: il metodo FDD ed la tecnica RD rispettivamente elaborati da Mohammad Farshchin e E. Cheynet.

Per testare il corretto funzionamento dei codici ideati in ambiente Matlab è stato creato, mediante il software ad elementi finiti SAP2000, un modello elementare di telaio regolare in calcestruzzo. Per simulare una condizione il più possibile generale, è stato scelto un telaio di dimensioni 3x7 m a tre piani incastrato alla base (Figura 21) e avente sezioni di travi e pilastri casuali (30x30 cm gli elementi trave e 30x40 cm o 50x50 cm i pilastri). Sono state calcolate le frequenze e le relative forme modali di questa semplice struttura; in seguito sono stati applicati dei microtremiti casuali (creati tramite Matlab) alla base della struttura nelle direzioni x ed y (Figura 22) e ne sono state ricavate le accelerazioni di due nodi sulla diagonale di ogni piano 6, 7, 9, 12, 14, 15 in modo da poter, in seguito all'elaborazione tramite FDD, disegnare le forme modali. Successivamente sono stati creati dei file con estensione .xlsx contenenti le accelerazioni estratte dal SAP2000 dei nodi sopra citati ed infine sono stati elaborati mediante il codice ideato da Farshchin.

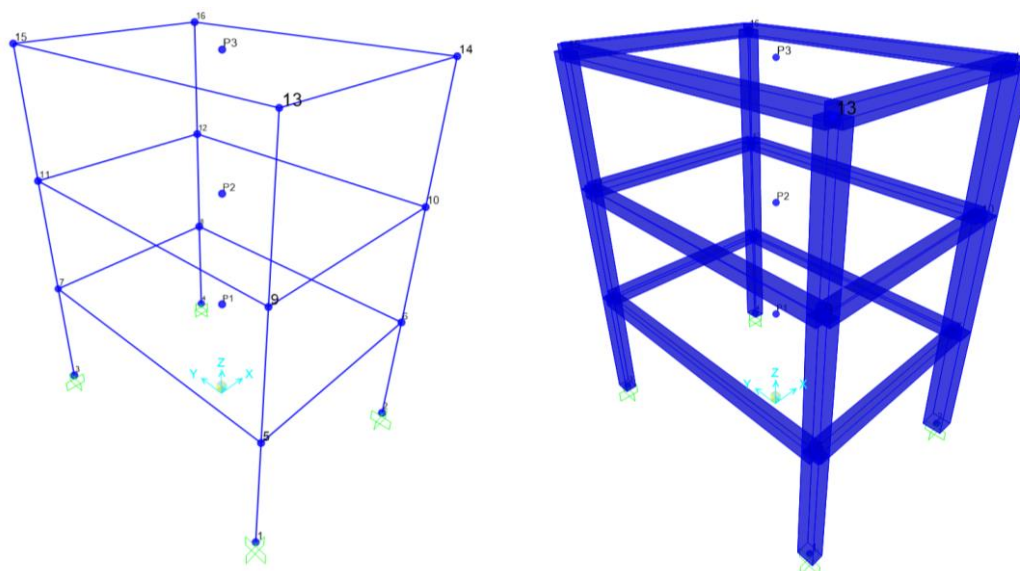


Figura 21. Telaio elementare creato con il Software SAP2000

Load Case Name: TH [Set Def Name] Notes: [Modify/Show...]

Load Case Type: Time History [Design...]

Initial Conditions:

- ☒ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
- ☐ Continue from State at End of Modal History

Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Modal Load Case:

Use Modes from Case: MODAL

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	Input_x	1,
Accel	U2	Input_y	1,

[Add] [Modify] [Delete]

☐ Show Advanced Load Parameters

Time Step Data:

Number of Output Time Steps: 12000

Output Time Step Size: 0,02

Modal Damping: Constant at 0,05 [Modify/Show...]

Analysis Type:

- ☒ Linear
- ☐ Nonlinear

History Type:

- ☒ Transient
- ☐ Periodic

Solution Type:

- ☒ Modal
- ☐ Direct Integration

Mass Source: Previous (MSSSRC1)

[OK] [Cancel]

Figura 22. Schermata del SAP2000 per l'applicazione di microtremori

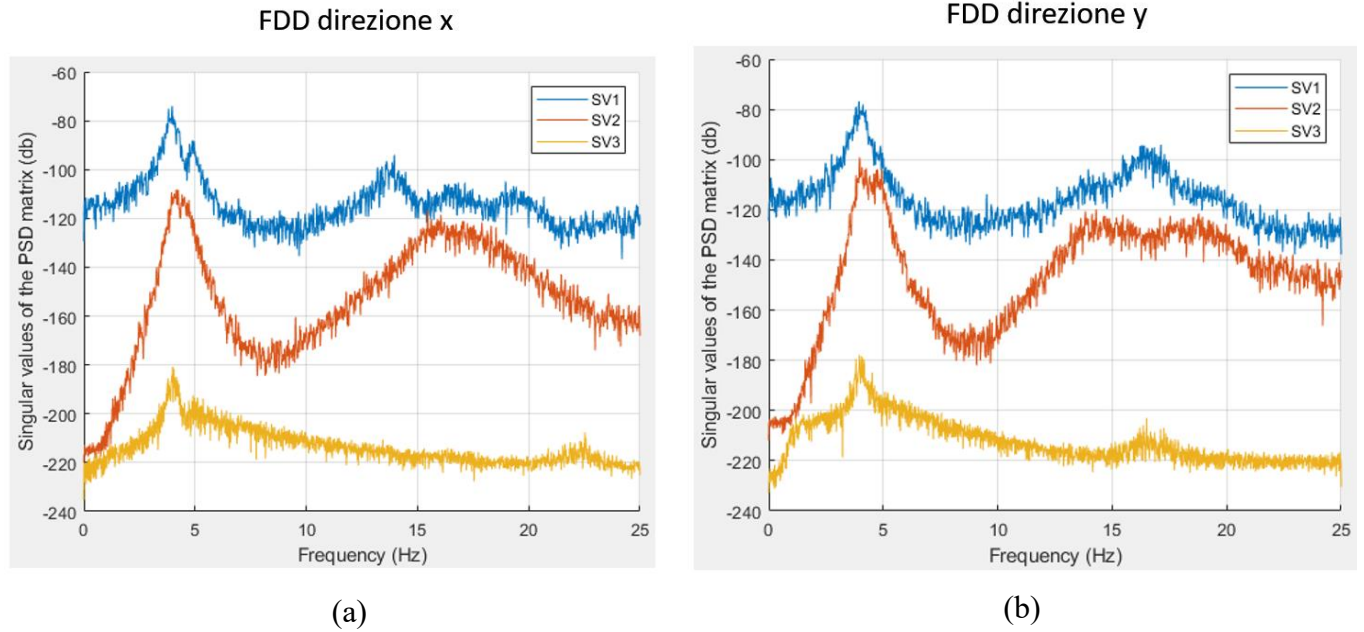


Figura 23. (a) Analisi FDD in direzione x; (b) analisi FDD in direzione y

Tabella 2. Confronto tra frequenze analitiche e frequenze sperimentali

Frequenze sperimentali direzione x (FDD)	Frequenze sperimentali direzione y (FDD)	Frequenze analitiche (SAP2000)
3,89	3,94	3,96
4,06	4,38	4,23
4,90	4,95	4,88
13,94	13,95	13,95
16,69	17,13	16,83
19,44	19,18	19,31

Come si può notare dai risultati ottenuti in Tabella 2, le frequenze sperimentali corrispondenti ai picchi (Figura 23) dei *Singular Values* della matrice PSD (definite attraverso il codice Matlab dell'FDD), sono pressoché identiche alle frequenze calcolate dall'analisi modale del software SAP2000. L'uguaglianza delle frequenze sperimentali nelle due direzioni analizzate conferma la presenza di modi flessionali in

diagonale e modi torsionali, così come erano stati indicati dal software ad elementi finiti. Al contrario, la prevalenza di un modo flessionale in una direzione avrebbe presentato un picco, e quindi una frequenza, nella singola direzione.

Per avere ulteriore conferma, sono stati estrapolati dagli output del codice FDD gli spostamenti dei sei nodi analizzati, ed in seguito mediante il software di disegno AutoCAD, sono state disegnate le forme modali illustrate in Figura 24.

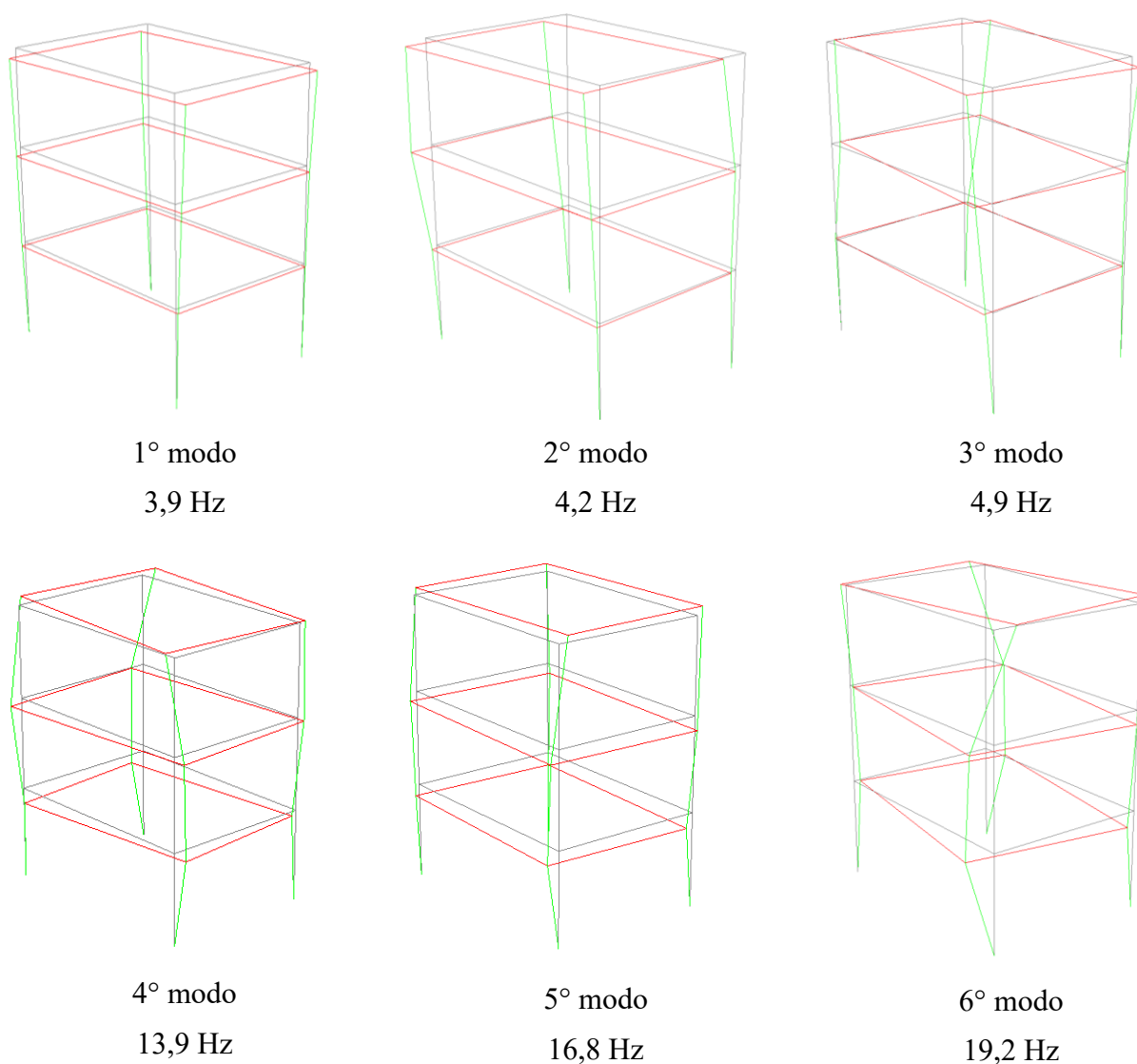


Figura 24. Primi sei modi di vibrare della struttura elementare

In conclusione il codice Matlab dell’FDD ideato da Farshchin ha fornito degli ottimi risultati sia in termini di spostamenti modali che di frequenze. Pertanto, il codice è stato utilizzato nell’analisi dei dati di tutte le configurazioni dei tre edifici.

CAPITOLO 5

Il caso studio della scuola “P. Mascagni”

5.1 Introduzione

Oggetto del presente capitolo è la determinazione dell'indice di vulnerabilità sismica della scuola secondaria di primo grado “P. Mascagni” situata in via P. Mascagni 11, Melzo (MI). La seguente trattazione espone una descrizione dettagliata delle operazioni effettuate al fine di ottenere le informazioni necessarie all'identificazione dinamica della struttura (utile per la modellazione agli elementi finiti della stessa), e alla successiva determinazione della vulnerabilità.

La documentazione di progetto risulta essere inesistente, pertanto tale mancanza di informazioni è stata coperta, solo parzialmente, mediante sopralluoghi in sito che hanno permesso di effettuare alcuni rilievi geometrici dell'edificio, delle prove non distruttive sui materiali, la valutazione dello stato di danneggiamento della struttura e delle prove dinamiche.

5.2 Descrizione dell'edificio

La scuola “Mascagni” è un edificio in cemento armato costruito nel 1976 che comprende tre strutture separate: la palestra, la mensa/auditorium e l'edificio ospitante le classi (Figura 26). Le coordinate geografiche di tale sito (utili per il calcolo della sollecitazione sismica) sono $45^{\circ}29'37,3''$ N e $9^{\circ}25'37,1''$ E (in Figura 25 è riportata la posizione della scuola all'interno del comune di Melzo).



Figura 25. Localizzazione della scuola all'interno del comune di Melzo (MI)

La struttura principale che ospita le classi ha una pianta rettangolare di circa 98.5 m x 20 m e si articola su tre livelli, due fuori terra (6.8 m) ed uno interrato in cui sono presenti le fondazioni dell'intera struttura.



(a)



(b)



(c)

Figura 26. (a) Visuale completa della scuola, (b) edificio classi, (c) struttura palestra

La struttura portante è costituita da telai in cemento armato, e le tamponature presenti sono costituite da laterizi forati. Seppure esternamente appare come un corpo unico, l'edificio principale ospitante le classi in realtà è costituito da tre costruzioni diverse separate da due giunti di espansione (Figura 27).



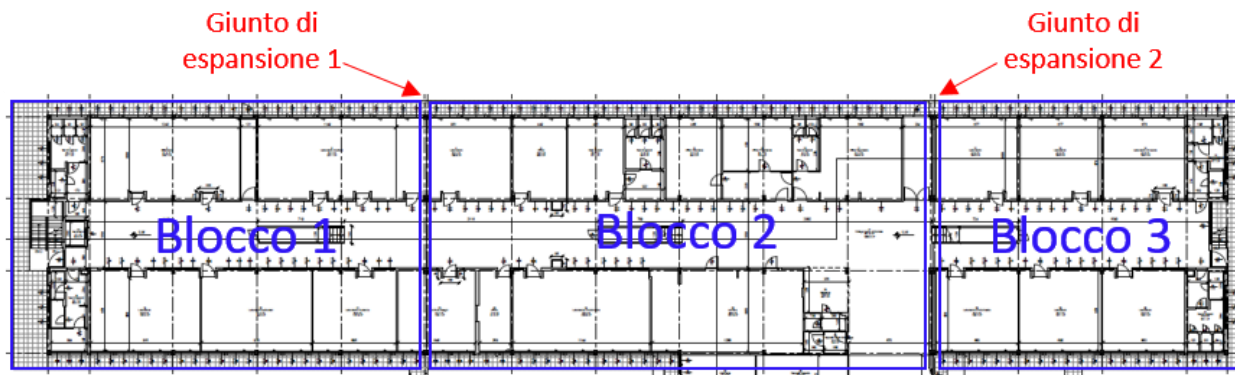


Figura 27. Configurazione dei giunti di espansione dell'edificio principale (classi)

Nel corso del sopralluogo del 14 Novembre 2018 è stato possibile osservare i giunti di espansione sia dall'interno della scuola, in cui sono ricoperti adeguatamente con una maschera in alluminio, che dall'esterno, dove è presente direttamente il materiale di riempimento senza copertura. Durante l'indagine visiva è stato osservato che l'intercapedine dei giunti di espansione è di circa 3 cm ed è riempita con del polistirolo fin dalla base costituente le fondazioni dell'edificio (Figura 28).





Figura 28. Giunti di espansione riempiti con polistirolo

L'edificio della palestra in Figura 29 è una struttura scatolare rettangolare di circa 40x20 m realizzata completamente in cemento armato. Lungo il perimetro sono disposti i pilastri sui quali le travi prefabbricate ad inclinazione doppia poggiano in un'apposita nicchia ricavata all'estremo del pilastro. Per garantire la solidità dell'opera, tra i pilastri è presente calcestruzzo gettato in opera, facilmente riconoscibile dai segni dei casseri. Il tetto a doppia inclinazione è costituito da blocchi prefabbricati in calcestruzzo che poggiano direttamente sulle travi.



(a)



(b)

Figura 29. Edificio palestra: (a) vista ovest; (b) interno

Molto simile alla palestra risulta essere l'edificio mensa/auditorium, con la differenza che quest'ultimo al piano terra ospita la mensa mentre al primo piano il teatro della scuola. Anche in questo caso si tratta di una struttura scatolare avente dimensioni 20x20 m e, all'interno della quale, a circa metà altezza risulta essere incastrato un

solaio inclinato (Figura 30) che poggia anche su alcuni pilastri e su delle colonne circolari visibili nell'ambiente della mensa.



Figura 30. (a) Particolare del solaio inclinato della mensa; (b) colonne che portano il solaio inclinato

Durante l'ispezione è stata effettuata un'analisi visiva relativa allo stato di conservazione attuale della struttura oggetto di studio: l'edificio non risulta avere significative fessurazioni o altri danneggiamenti strutturali, ma è possibile comunque notare un degrado degli strati più superficiali del calcestruzzo (Figura 31) e la corrosione della superficie esterna delle barre di armatura (Figura 32) soprattutto sull'edificio della palestra.

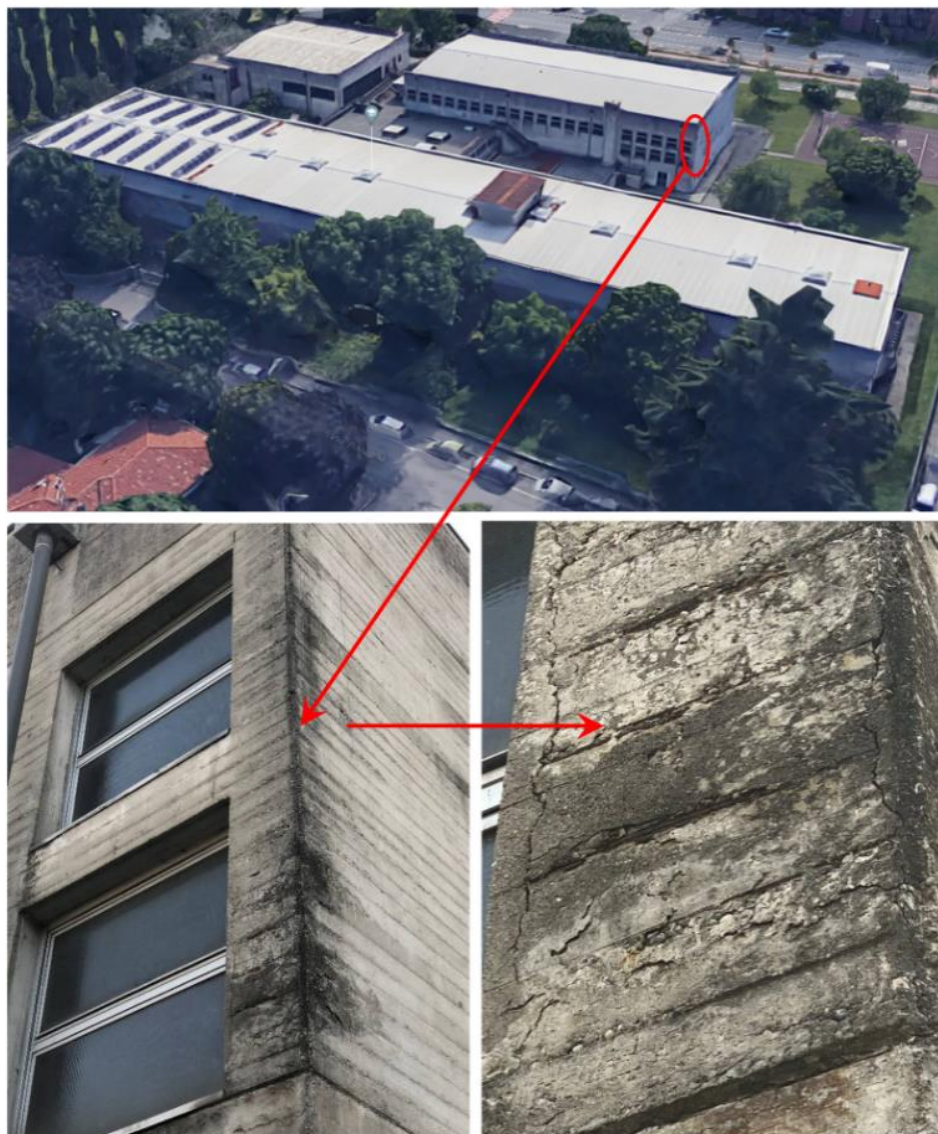


Figura 31. Degrado superficial del calcestruzzo

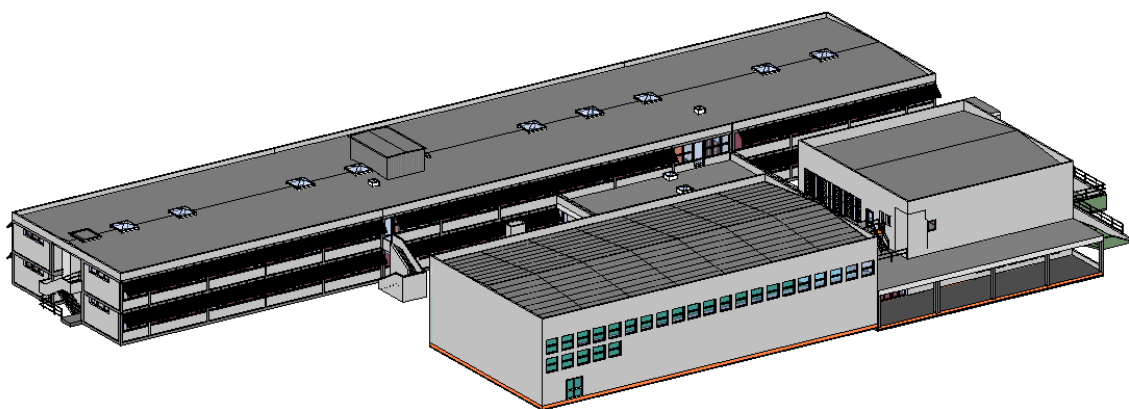


Figura 32. Corrosione delle barre di armatura e fessurazione del calcestruzzo

5.3 Campagna di indagini in sito

Le uniche informazioni disponibili sulla struttura della scuola possono essere recuperate da un modello BIM (*Building Information Model*) creato dal Politecnico di Milano illustrato in Figura 33 contenente solo tavole planimetriche (Figura 37) ricavate da alcune planimetrie originali (Figura 36) e prospetti originali non contenuti

tutte le informazioni progettuali e strutturali utili. Per visionare ulteriore materiale originale si rimanda all'ALLEGATO A.



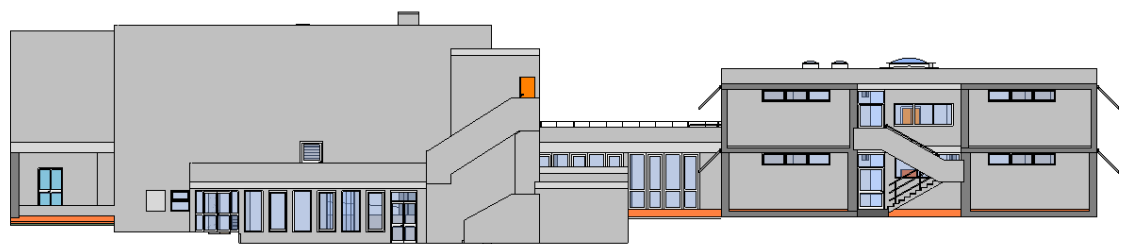
(a)



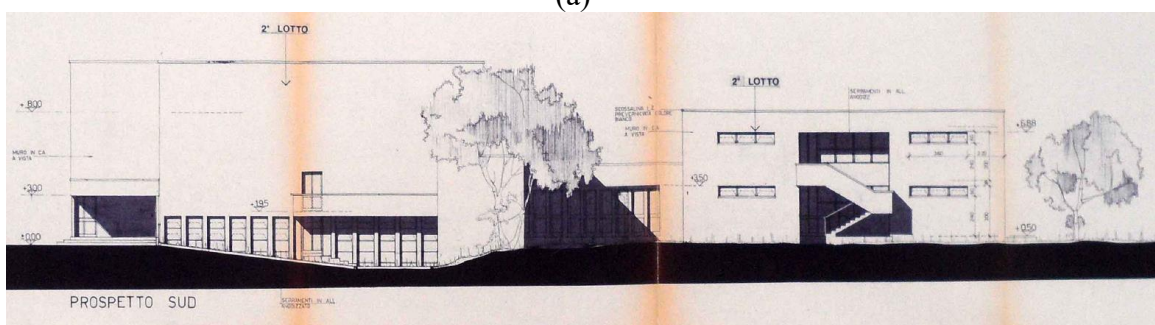
(b)

Figura 33. (a) Modello BIM della scuola (Politecnico di Milano); (b) vista globale complesso Mascagni

Grazie al BIM è stato possibile ricavare le prime informazioni per programmare i test sui materiali e le prove dinamiche durante il sopralluogo.

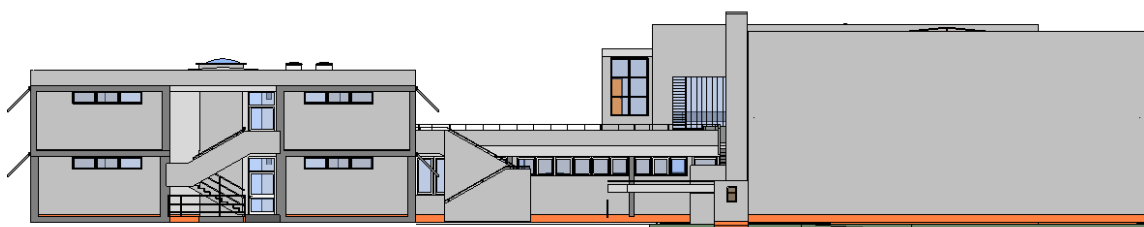


(a)

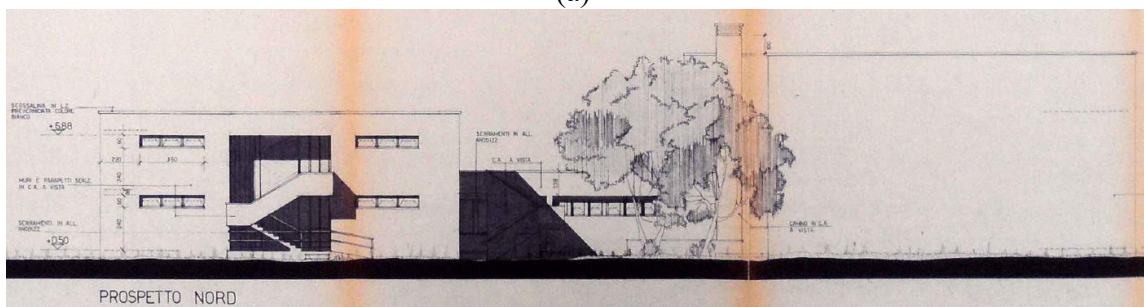


(b)

Figura 34. (a) Prospetto sud del complesso scolastico realizzato in BIM;
(b) tavola originale prospetto sud (Luglio 1976)



(a)



(b)

Figura 35. (a) Prospetto nord del complesso scolastico realizzato in BIM;
(b) tavola originale prospetto nord (Luglio 1976)

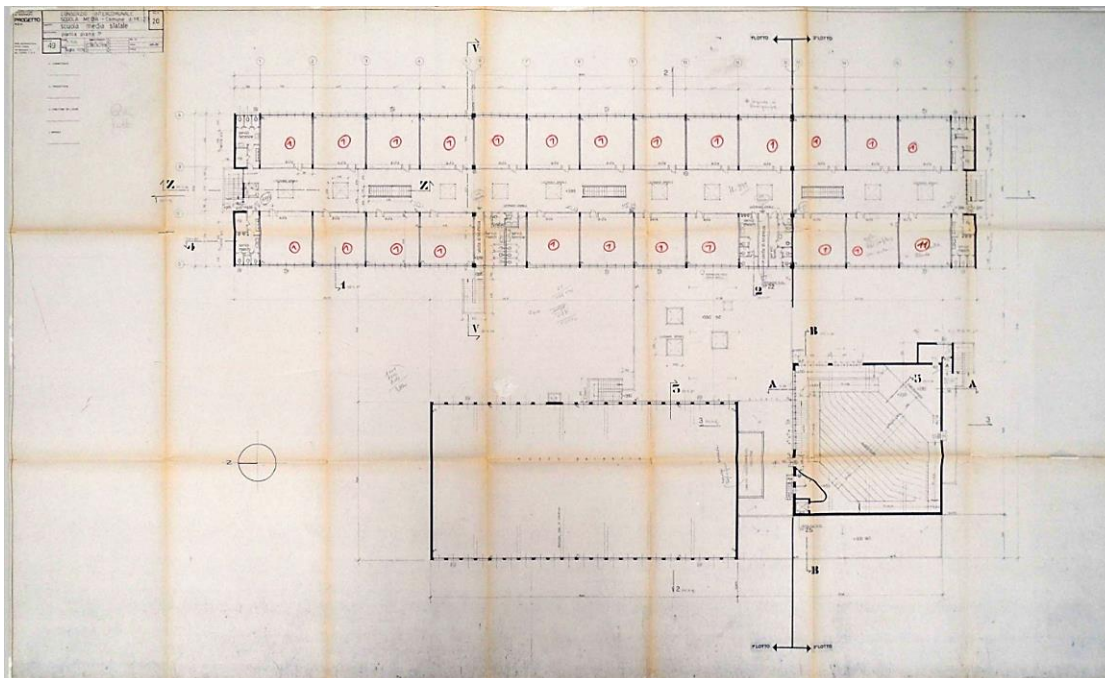


Figura 36. Tavola originale Pianta Piano Primo (Luglio 1976)

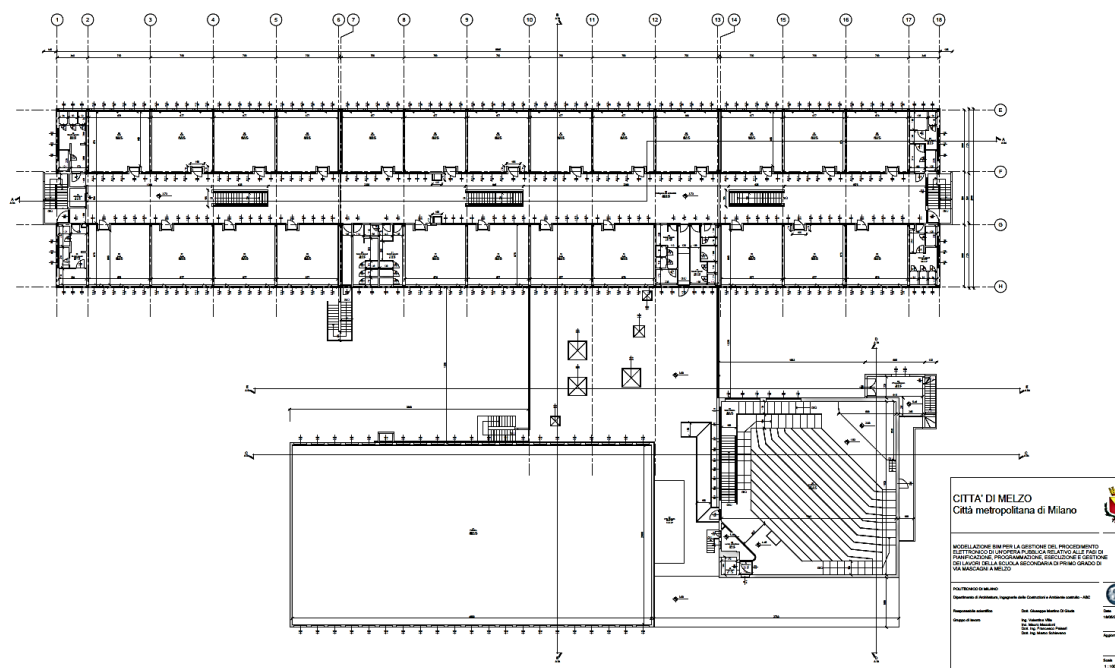


Figura 37. Pianta piano primo modello BIM

Pertanto, al fine di reperire dati utili per la caratterizzazione geometrica, meccanica e dinamica della struttura, sono state effettuate indagini in sito il 14 Novembre 2018, e il 7-8 Marzo 2019.

Data l'impossibilità di praticare prove distruttive sulla struttura, si è scelto di effettuare prove non distruttive per ottenere dei dati specifici strutturali: modulo di resistenza del calcestruzzo (prove sclerometriche), identificazione di elementi strutturali non visibili (prove termografiche), determinazione della quantità e della disposizione delle barre di armatura e delle staffe (prove pacometriche). La determinazione di tali caratteristiche costruttive sarà necessaria per creare un modello FE accurato al fine di caratterizzare il comportamento dinamico della struttura.

5.3.1 Indagine termografica

La termocamera ad infrarossi è lo strumento utilizzato per identificare gli elementi strutturali non visibili. Il dispositivo riesce a rilevare, senza contatto, l'energia termica irradiata da un qualsiasi corpo che ha una temperatura superiore allo zero assoluto. In seguito alla fase preliminare di studio del materiale disponibile e a causa dell'assenza di informazioni riguardanti la mensa/auditorium, si è resa necessaria un'indagine con termocamera per l'identificazione di elementi strutturali non visibili e per la composizione del solaio della stessa. In Figura 38 è mostrato un esempio di indagine termografica effettuata nel piano inferiore dell'edificio che ospita la mensa: è stato possibile individuare elementi trave, pilastri e comprendere al meglio l'orditura del solaio. Come anticipato nel paragrafo 3.4.2.1, gli elementi in calcestruzzo (blu) hanno temperatura minore rispetto agli elementi in muratura, sistemi di illuminazione o elementi in alluminio facenti parte dell'impianto di ventilazione (arancione/giallo) Figura 38.

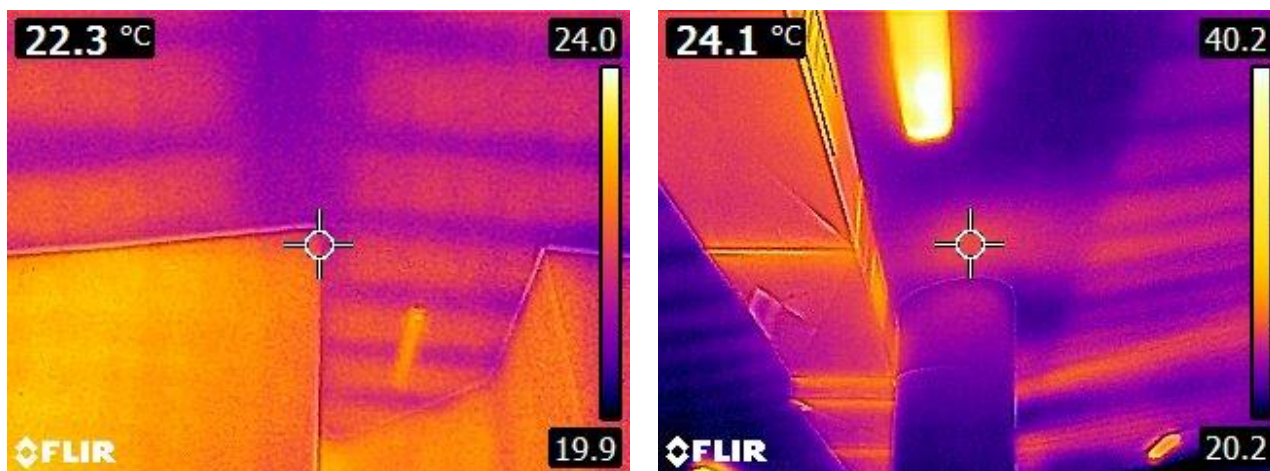


Figura 38. Identificazione degli elementi costruttivi attraverso la termocamera

5.3.2 Indagini sclerometriche

Per ottenere alcune indicazioni sulla resistenza dei materiali, ed in particolare sul calcestruzzo, sono stati effettuati alcuni test con lo sclerometro. I controlli non distruttivi prevedono delle indagini strumentali che permettono di limitare il danno (alla parte superficiale) che potrebbe derivare da metodi più invasivi. I metodi che non producono alcun danno sulle strutture, quali la determinazione dell'indice di rimbalzo mediante sclerometro, sono oggetto di una specifica norma armonizzata. La prova sclerometrica viene effettuata considerando le modalità indicate nelle UNI EN 12504-2, UNI EN 13791 e presenta una notevole semplicità nell'esecuzione, può essere utilizzata per la valutazione dell'omogeneità dei getti, per la stima della resistenza alle stagionature intermedie, per valutare la resistenza degli elementi prefabbricati. La grande limitazione di questo metodo è costituito dal fatto che l'indice di rimbalzo è correlato alla durezza superficiale dell'elemento indagato e quindi potrebbe dare risultati non coerenti in presenza di calcestruzzi degradati, interessati da fenomeni di carbonatazione, di spalling, porosi, ecc (Vincenzo Venturi, 2012).

Prima di effettuare la prova, è importante eseguire la verifica della taratura dello strumento mediante l'incudine di taratura, ed inoltre le superfici di cls da esaminare

devono essere liberate da eventuali rivestimenti come intonaco o vernici protettive, in modo da mettere a nudo la necessaria superficie della struttura (Figura 39). La zona di indagine deve avere una dimensione di 20x20 cm in modo da consentire l'esecuzione di almeno 9 battute in punti opportunamente distribuiti e distanziati tra di loro di almeno 2,5 cm per evitare l'interazione reciproca tra le varie battute.

Lo sclerometro misura l'indice di rimbalzo R: attraverso le tabelle di conversione dello strumento, è possibile determinare il valore della resistenza a compressione basato sulla grandezza del rimbalzo misurato.



(a)

 A close-up of the conversion table on the back of the sclerometer. The table relates the 'Indice di rimbalzo' (Rebound Index) to the 'Resistenza a compressione' (Compressive Strength) in both N/mm² and MPa. The table is divided into two columns for the direction of impact: 90° (vertical) and 0° (horizontal).

Indice di rimbalzo	Direzione d'impatto	
	90°	0°
	Res (N/mm²)	Res (MPa)
20	10.3	10.3
21	11.4	11.4
22	12.5	12.5
23	13.7	13.7
24	14.9	14.9
25	16.2	16.2
26	17.5	17.5
27	18.9	18.9
28	20.3	20.3
29	21.8	21.8
30	23.3	23.3
31	24.9	24.9
32	26.5	26.5
33	28.2	28.2
34	30.0	30.0
35	31.8	31.8
36	33.6	33.6
37	35.5	35.5
38	37.5	37.5
39	39.5	39.5
40	41.6	41.6
41	43.7	43.7
42	45.9	45.9
43	48.1	48.1
44	50.4	50.4
45	52.7	52.7
46	55.0	55.0
47	57.5	57.5
48	60.0	60.0
49	62.6	62.6
50	65.2	65.2

(b)

Figura 39. (a) Acquisizione dati, (b) tabella di conversione dello strumento

Le indagini sclerometriche sono state utili per determinare la resistenza del calcestruzzo di due pilastri posizionati al piano terra della struttura (in Figura 40 viene mostrato il posizionamento in pianta degli elementi analizzati). I pilastri hanno dimensioni diverse (25x50 cm e 30x50 cm) e sono rappresentativi del 'pilastro tipo' dell'edificio. L'indagine è stata effettuata a tre diverse altezze del pilastro (sommità, centro, piede) ed il risultato è stato scalato opportunamente attraverso le tabelle di conversione dello strumento stesso (Figura 39). In base al posizionamento dello strumento durante le prove (orizzontale, verticale verso l'alto o verticale verso il

basso), le tabelle propongono diversi valori di conversione per tenere conto dell'effetto della gravità. I risultati della prova sono illustrati in Tabella 3 e Tabella 4 e mostrano che la resistenza caratteristica cubica media R_{ck} del calcestruzzo che costituisce i pilastri è di 31,5 MPa. Pertanto, nella creazione del modello agli elementi finiti, sarà utilizzato un calcestruzzo di classe C25/30.

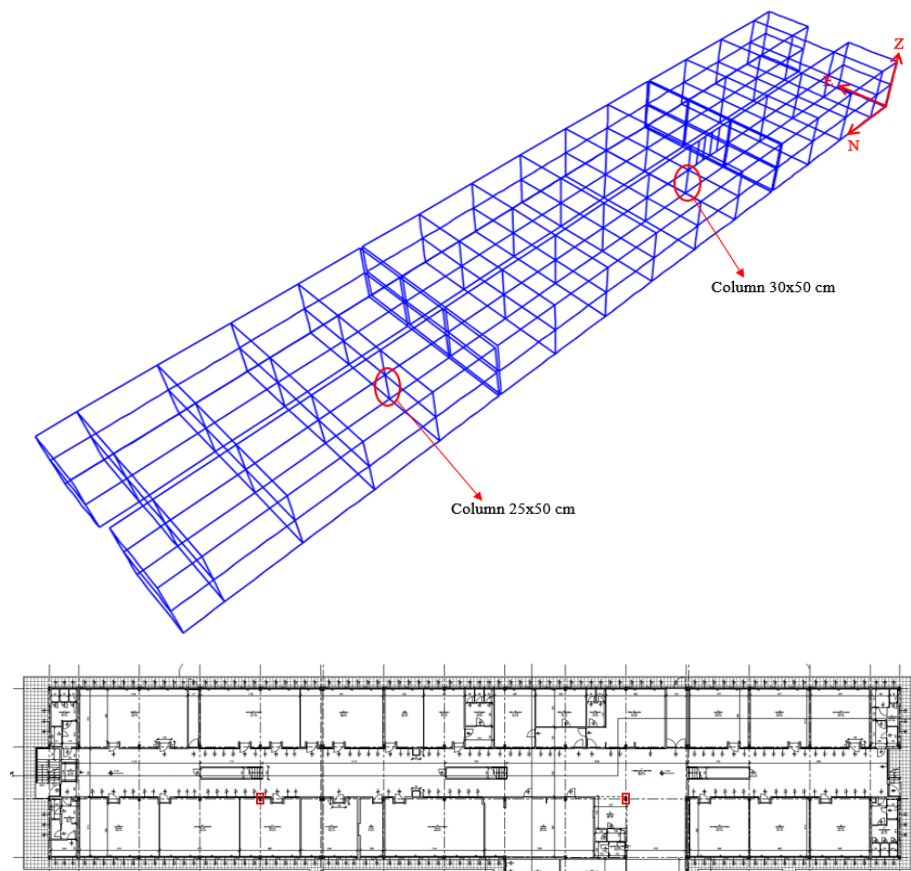


Figura 40. Ubicazione nel modello 3D e in pianta dei pilastri sottoposti ad indagine sclerometrica

Tabella 3. Risultati della prova sclerometrica per il pilastro 25 x 50 cm

Rebounded Value	R_{ck} [N/mm²] 0°→
31	24,9
30	23,3
35	31,8
33	28,2
37	35,5
34	30,0
35	31,8
34	30,0
35	31,8
37	35,5
38	37,5
36	33,6

Tabella 4. Risultati della prova sclerometrica per il pilastro 30 x 50 cm

Rebounded Value	R_{ck} [N/mm²] 0°→
31	24,9
34	30,0
35	31,8
32	26,5
35	31,8
34	30,0
36	33,6
34	30,0
41	43,7
39	39,5
34	30,0
38	37,5

5.3.3 Indagine pacometrica

Le prove pacometriche consistono nella misura del campo magnetico determinato dalla presenza di barre metalliche in prossimità della superficie del calcestruzzo degli elementi strutturali (travi, pilastri, setti). Tali prove consentono di individuare la posizione delle barre di armatura, in modo da stimare la misura del diametro, dell'interferro e del copriferro delle armature longitudinali e del diametro e del passo delle staffe. Le norme che regolano le prove da effettuare con il pacometro sono le BS 1881:204: è possibile definire la posizione delle barre metalliche in corrispondenza dei lati degli elementi strutturali andando a disegnare sulla superficie dell'elemento oggetto di studio una retta che passi per i punti individuati su più sezioni. In questo modo sarà possibile tracciare lo schema delle armature presenti all'interno dell'elemento indagato (Figura 41).

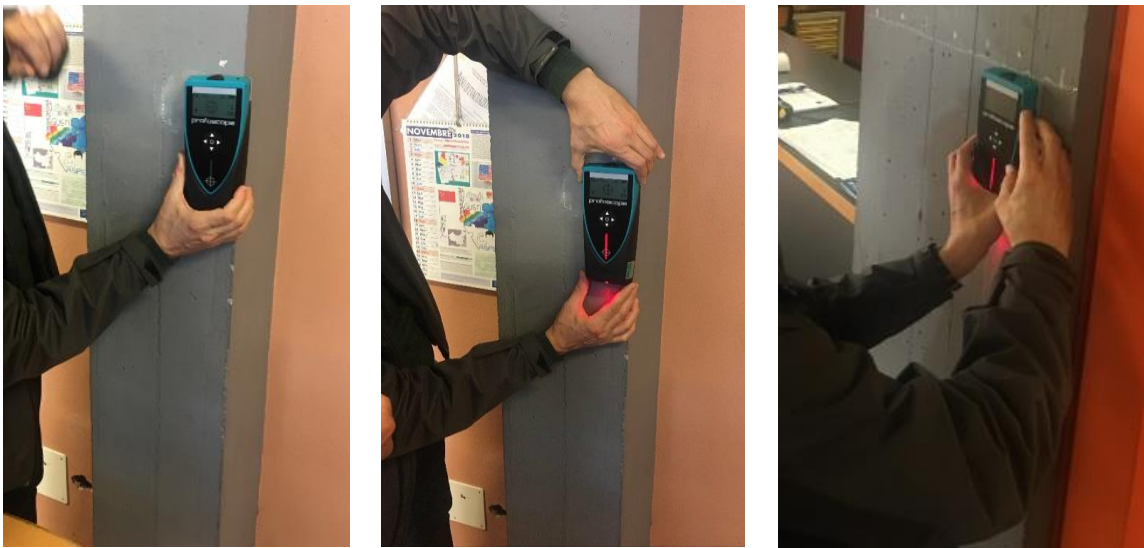


Figura 41. Misure effettuate con il pacometro

Sono stati analizzati gli stessi pilastri su cui era stata effettuata la prova sclerometrica, in più una trave posizionata al primo piano, di dimensioni 70x28 cm (Figura 42). I risultati delle indagini pacometriche sono mostrati in Tabella 5; le informazioni

ottenute, verranno utilizzate per definire l'armatura degli elementi strutturali nel modello FE (Figura 43).

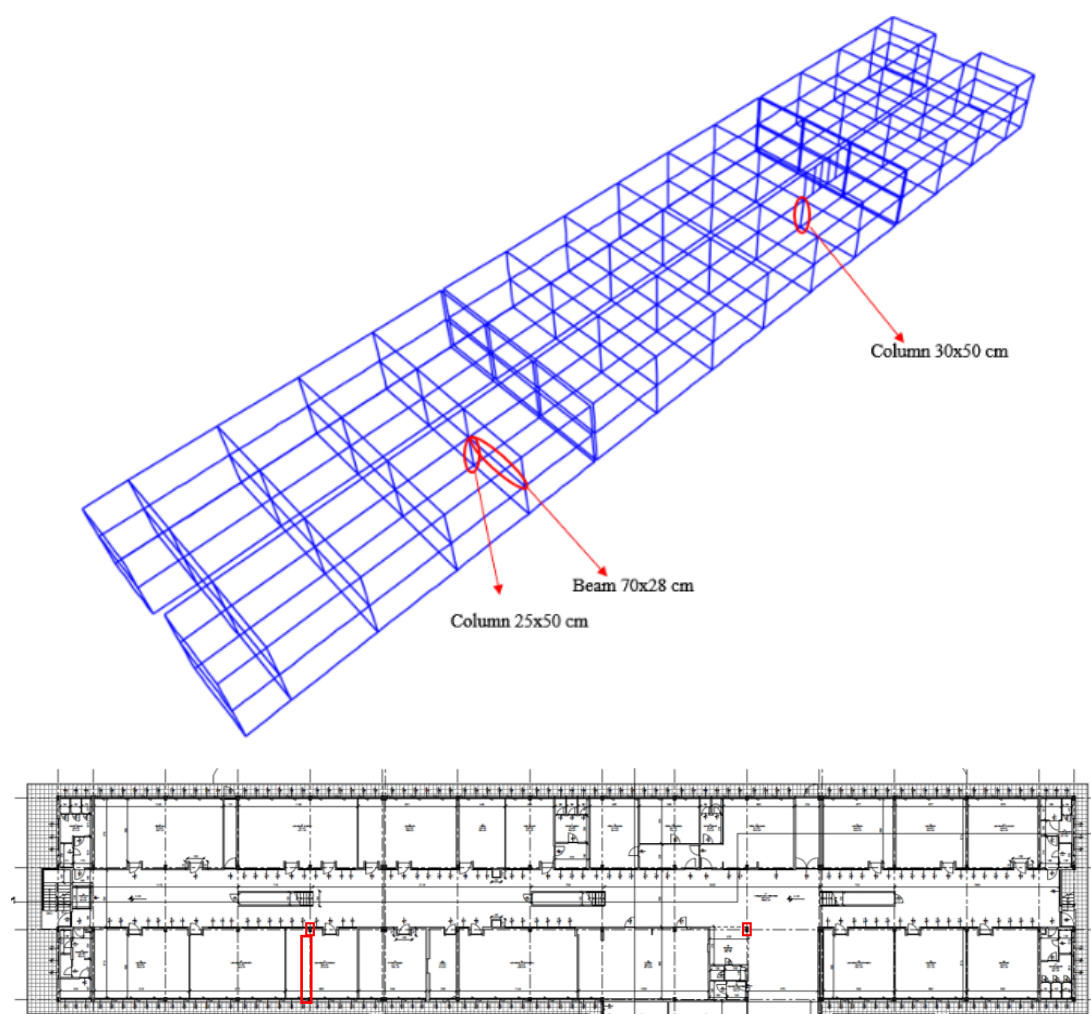


Figura 42. Ubicazione dei pilastri e della trave analizzati con pacometro

Tabella 5. Risultati della prova pacometrica su trave e pilastri

	Numero barre longitudinali (lato lungo)	Numero barre longitudinali (lato corto)	Diametro delle barre longitudinali [mm]	Interasse [mm]	Copriferro [cm]	Diametro staffe [mm]	Passo staffe [cm]
Pilastro 25x50 cm	7	3	18	6	4	10	15
Pilastro 30x50 cm	7	3	18	6	4	10	15
Trave 70x28 cm	8	-	20	8	3	10	16

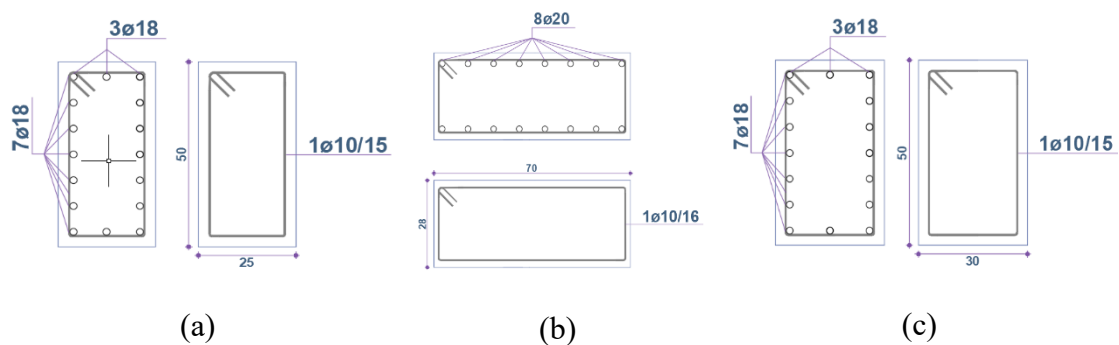


Figura 43. Dettagli delle armature: (a) pilastro 25x50 cm; (b) trave 70x28 cm; (c) pilastro 20x50 cm

5.4 Analisi dei carichi

L'analisi dei carichi è stata eseguita in relazione alle informazioni presenti nel modello BIM fornito dal Politecnico di Milano e alle indagini sulle caratteristiche dei materiali effettuate durante il sopralluogo. I carichi sono stati classificati, come dalla normativa NTC 2018, in carichi permanenti strutturali, permanenti non strutturali e variabili. I valori nominali dei carichi variabili sono stati definiti in base alla destinazione d'uso dell'opera, secondo la Tabella 3.1.II delle NTC 2018. Di seguito sono illustrati i dettagli di calcolo relativi agli edifici del complesso scolastico "Mascagni".

5.4.1 Edificio classi

Nell'edificio ospitante le classi è possibile distinguere due tipologie di solaio: quello del 1 piano dove sono ubicate le aule e quello del sottotetto che non risulta essere accessibile se non per manutenzione e riparazione. In particolare i carichi permanenti strutturali comprendono il calcolo dei pesi degli elementi che costituiscono un solaio classico in laterocemento 24+4 cm, mentre i carichi permanenti non strutturali includono i pesi di pavimento, malta, massetto, intonaco ed incidenza tramezzi.

Tabella 6. Analisi dei carichi per solaio primo piano edificio scuola

Tipo	Solaio aule		
G_{k,1}	2,80	kN/m ²	Permanenti strutturali
G_{k,2}	2,32	kN/m ²	Permanenti non strutturali
q_{k,1}	3,00	kN/m ²	Variabili (categoria C1 scuole)
Tot.	8,12	kN/m ²	

Tabella 7. Analisi dei carichi per sottotetto edificio scuola

Tipo	Solaio sottotetto		
G_{k,1}	2,00	kN/m ²	Permanenti strutturali
G_{k,2}	1,65	kN/m ²	Permanenti non strutturali
q_{k,1}	0,50	kN/m ²	Variabili (Categoria H: coperture accessibili per sola manutenzione)
Tot.	4,15	kN/m ²	

5.4.2 Palestra

La palestra è una struttura scatolare: i carichi applicati sulle travi sono dovuti esclusivamente alla presenza dei pannelli di calcestruzzo prefabbricati che costituiscono la copertura. Pertanto il solo peso da considerare è il quello dei pannelli e della lamiera grecata di copertura.

Tabella 8. Analisi dei carichi per edificio palestra

Tipo	Tetto palestra		
G_{k,1}	7,50	kN/m ²	Permanenti strutturali
G_{k,2}	0,15	kN/m ²	Permanenti non strutturali
Tot.	7,65	kN/m ²	

5.4.3 Auditorium/mensa

L'auditorium/mensa è una struttura scatolare in cui sono presenti i carichi dovuti al tetto e anche quelli dovuti al solaio inclinato. Il tetto ha la stessa struttura di quello della palestra, pertanto i carichi sono uguali; per i carichi permanenti strutturali si considera un solaio avente spessore di 24+4 cm, mentre per i carichi permanenti non strutturali sono calcolati i pesi del massetto, dell'intonaco e del linoleum. I carichi variabili sono riferiti alla categoria C2 nella Tabella 3.1.II delle NTC2018 che comprende aree con posti fissi a sedere, ovvero teatri e aule magne.

Tabella 9. Analisi dei carichi per solaio edificio auditorium/mensa

Tipo	Solaio auditorium		
G_{k,1}	2,80	kN/m ²	Permanenti strutturali
G_{k,2}	1,60	kN/m ²	Permanenti non strutturali
q_{k,1}	4,00	kN/m ²	Variabili (categoria C2 teatri)
Tot.	8,40	kN/m ²	

Tabella 10. Analisi dei carichi per tetto edificio auditorium/mensa

Tipo	Tetto auditorium		
G_{k,1}	7,50	kN/m ²	Permanenti strutturali
G_{k,2}	0,15	kN/m ²	Permanenti non strutturali
Tot.	7,65	kN/m ²	

5.5 Acquisizione dati

Generalmente, prima della campagna di indagini, si costruisce un modello ad elementi finiti “grezzo” per un’analisi modale preliminare. Da questi risultati iniziali è possibile trarre informazioni sul numero di sensori da utilizzare e sul loro posizionamento. Spesso accade che il numero di punti dove effettuare le misurazioni è sempre maggiore rispetto al numero di sensori disponibili: per questo motivo vengono effettuate più configurazioni sulla struttura in modo da studiarla in diversi punti.

È raccomandabile posizionare i sensori in corrispondenza degli elementi strutturali come travi e pilastri, e quando ciò non è possibile, la tendenza è quella di collocarli sul solaio quanto più vicini allo spigolo formato da trave e pilastro e nei punti relativi allo spostamento massimo (sul punto più alto dell’edificio).

Per lo studio della scuola “P.Mascagni” è stata condotta una campagna di indagini per identificare il comportamento dinamico dell’edificio principale (classi) e di quelli adiacenti (palestra e mensa/auditorium). Le misurazioni sono state effettuate utilizzando 5 accelerometri triassiali (#50-54) MEMS (*Micro Electro Mechanical Systems*) dotati di ricevitore GPS integrato (Figura 44(b)). Tale sistema consente di realizzare una rete locale di strumenti sincronizzati utilizzando il tempo assoluto, in cui un sensore assume il ruolo di ‘Master’ e gli altri di ‘Slave’. Il Master coordina le attività di tutti gli altri strumenti, raccoglie i dati dalle unità Slave e gestisce la connessione con un server remoto. I sensori sono stati coordinati da un personal computer attraverso il quale è stato possibile effettuare le operazioni di avvio e

spegnimento dei dispositivi e soprattutto di controllo delle registrazioni per garantire il corretto funzionamento degli strumenti in tempo reale.

La caratterizzazione dinamica di una struttura prevede la misurazione della risposta alla sollecitazione di un input esterno: esistono diverse modalità per eccitare una struttura, dette tecniche di eccitazione, ed ulteriori modalità per misurarne la risposta, le cosiddette tecniche di rilevamento. Durante le campagne di acquisizione dati sono stati utilizzati come input il rumore ambientale per tutti gli edifici, e solo per l'edificio ospitante le classi, è stato possibile applicare un'eccitazione dovuta alla vibrodina.

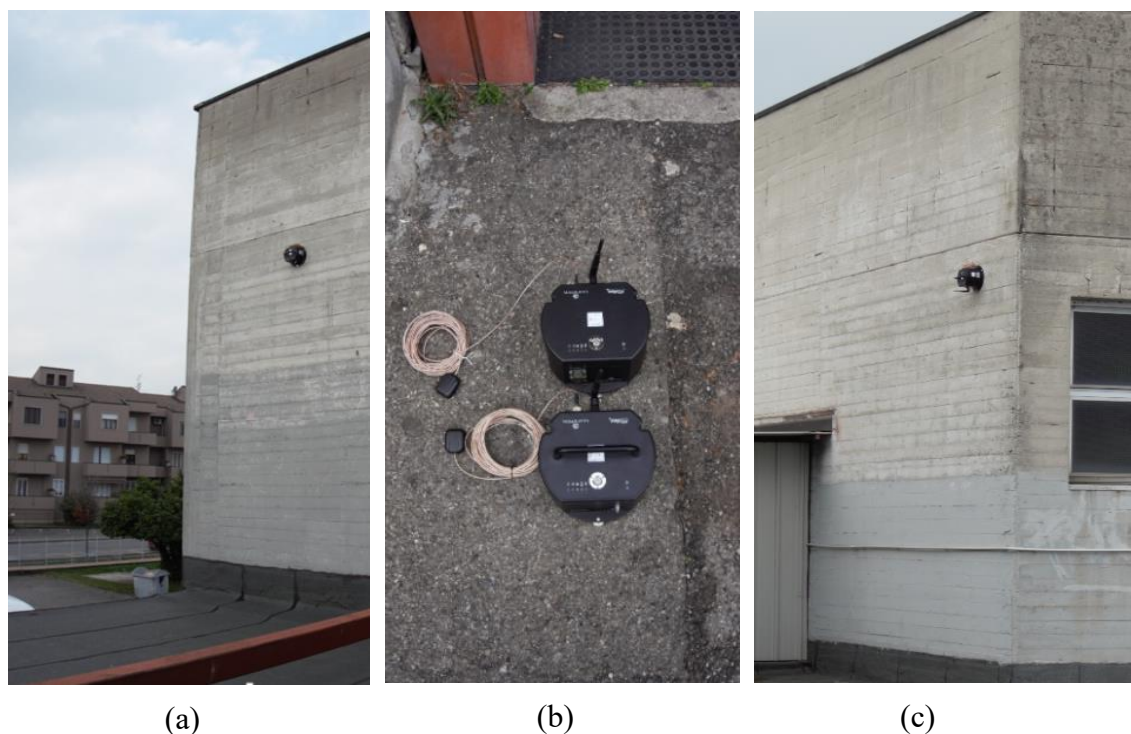


Figura 44. (a) Posizionamento accelerometro #53 configurazione G; (b) accelerometri Mems e Force Balance; (c) posizionamento accelerometro #54 configurazione G

5.6 Configurazioni degli accelerometri

In data 7/8 Marzo 2019 è stata eseguita una campagna di prove dinamiche volte ad identificare i parametri modali della struttura. Il sistema di monitoraggio adottato è costituito da 5 accelerometri triassiali di tipo MEMS (*Micro Electro-Mechanical Systems*) ed al fine di classificare dinamicamente tutti gli edifici, sono state opportunamente considerate 8 diverse configurazioni degli accelerometri (lo schema dettagliato viene illustrato in Tabella 11 e Tabella 12. I sensori sono stati installati in corrispondenza dei solai della prima e seconda elevazione e sulle travi del tetto sulla struttura ospitante le classi, mentre sull'edificio della palestra e della mensa/auditorium sono stati fissati sulle pareti esterne (Figura 46).

Tabella 11. Configurazioni accelerometri

Edifici	Configurazione	Descrizione prova
Blocco 1 (classi)	S1A	Vibrazioni ambientali
Blocco 2 (classi)	S2A	Vibrazioni ambientali
Blocco 3 (classi)	S3A	Vibrazioni ambientali
	S4A	
Palestra	G	Vibrazioni ambientali
Auditorium/Mensa	T	Vibrazioni ambientali
Blocco 1 (classi)	V1	Eccitazione con vibrodina
Blocco 2 (classi)	V2	Eccitazione con vibrodina

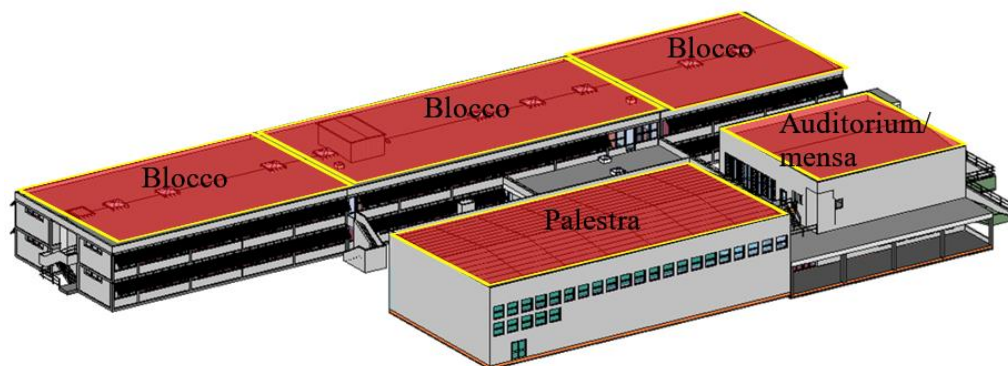
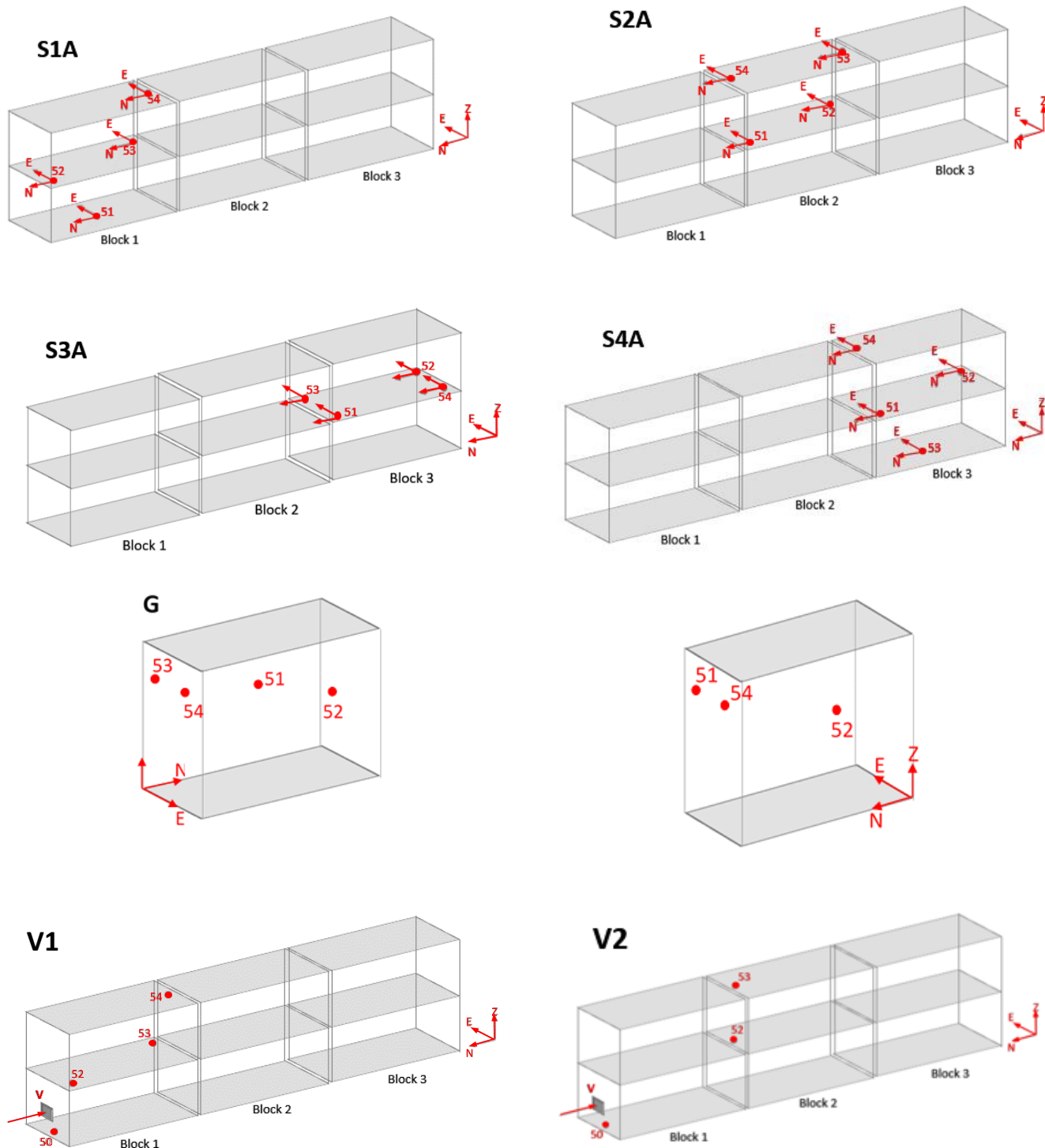


Figura 45. Ambienti complesso scolastico

Tabella 12. Configurazioni con posizionamento e orientamento degli accelerometri





(a)



(b)



(c)

Figura 46. (a) Posizionamento accelerometri sul solaio; (b) posizionamento accelerometro #54 nella configurazione S1A; (c) posizionamento dei 4 accelerometri nella configurazione G

I dispositivi sono stati impostati con frequenza di campionamento pari a 200 Hz e la durata di registrazione di ogni sessione per vibrazioni ambientali è stata di 15 min, mentre con l'ausilio della vibrodina è stato esplorato un ampio ventaglio di frequenze da 5 Hz a 30 Hz incrementando 1 Hz ogni 30 secondi.

Per validare i risultati ottenuti elaborando i dati registrati con solo rumore ambientale è stata utilizzata una vibrodina: il dispositivo è costituito da due masse eccentriche controrotanti che generano una forza sinusoidale sulla struttura diretta lungo una direzione fissa. Variando la velocità di rotazione delle masse è possibile variare la frequenza di eccitazione. L'elevata energia del segnale in ingresso permette di attenuare l'effetto del rumore, ma allo stesso tempo non bisogna eccedere per non rischiare di danneggiare la struttura. A differenza del rumore ambientale, distribuito uniformemente sulla struttura, per la vibrodina è stato necessario individuare la collocazione più conveniente per poterla fissare saldamente all'edificio, ovvero in corrispondenza del vano ascensore in c.a. (Figura 47).



Figura 47. Vibrodina installata su parete di taglio dell'edificio classi

5.7 Analisi dei dati

Il processing dei dati acquisiti è una fase fondamentale per l'elaborazione dei risultati finali. Il software utilizzato nella prima fase di 'taglio' e 'filtraggio' dei segnali è Geopsy: i dati grezzi registrati (Figura 48 e Figura 49) sono stati filtrati con un filtro '*low-pass*' che è in grado di rimuovere tutte le armoniche ad alta frequenza (segnali disturbati) mentre mantiene quelle al di sotto della frequenza di taglio. In questo caso la frequenza di taglio utilizzata è stata di 20 Hz. L'operazione di taglio, invece, si è resa necessaria per l'individuazione degli intervalli temporali relativi ad ogni configurazione.

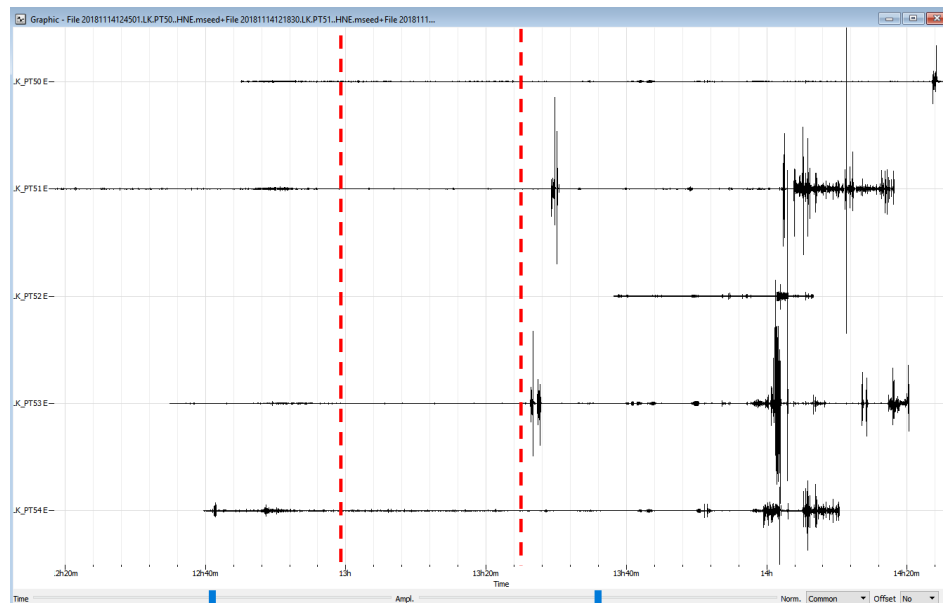


Figura 48. Esempio di segnali acquisiti in direzione est

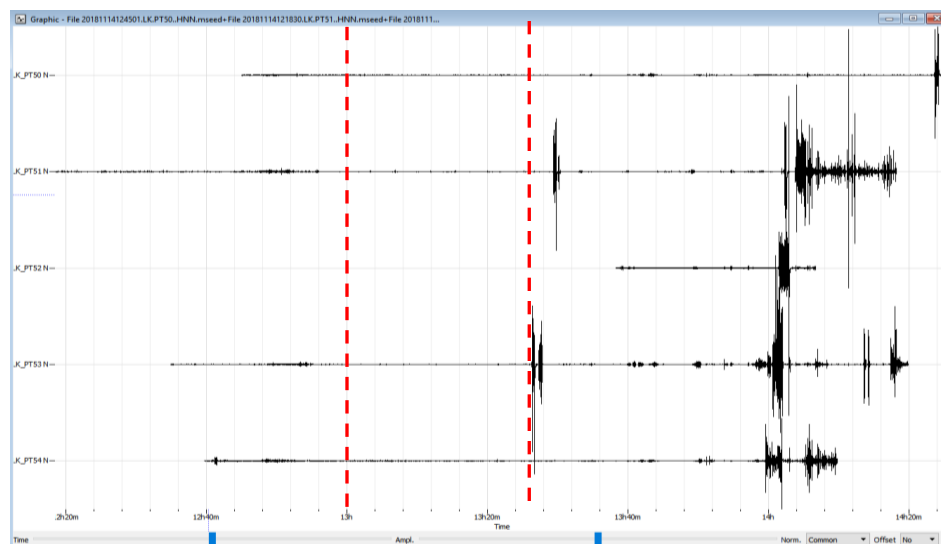


Figura 49. Esempio di segnali acquisiti in direzione nord

A seguito di questa prima fase di organizzazione dei dati acquisiti, i segnali sono stati elaborati tramite tecniche di identificazione dinamica adatte al tipo di eccitazione considerata.

5.8 Elaborazione dati mediante FDD e RDT

Nel caso oggetto di studio sono state utilizzate tecniche “*Output-Only*”, nel dettaglio le metodologie FDD (*Frequency Domain Decomposition*) ed RDT (*Random Decrement Technique*) per vibrazioni ambientali, già illustrate nei paragrafi 4.5.2.1 e 4.5.2.2. Le tecniche sono state applicate mediante due codici scritti in linguaggio Matlab: il metodo FDD è stato elaborato da Mohammad Farshchin e quello RDT da E. Cheynet. Entrambi i codici sono stati opportunamente modificati in modo da ottenere i risultati nella configurazione desiderata. Prima di utilizzare è stata effettuata una validazione descritta nel paragrafo 4.7.

L’elaborazione dei dati mediante i due codici prevede l’inserimento come input dei segnali che sono stati precedentemente tagliati e filtrati in modo opportuno per ognuna delle due direzioni. Gli output del sistema sono i diagrammi dei *Singular*

Values della matrice PSD in funzione delle frequenze che permettono di individuare i picchi corrispondenti ai modi identificati e gli spostamenti definiti per ogni frequenza e per ogni dispositivo che corrispondono alle deformate modali. Un esempio di segnali elaborati con le tecniche FDD e RDT è proposto in Figura 50, dove i picchi sono ben visibili in entrambi i metodi agli stessi valori di frequenza; nell'ALLEGATO A si riportano tutti i segnali elaborati per le sei configurazioni.

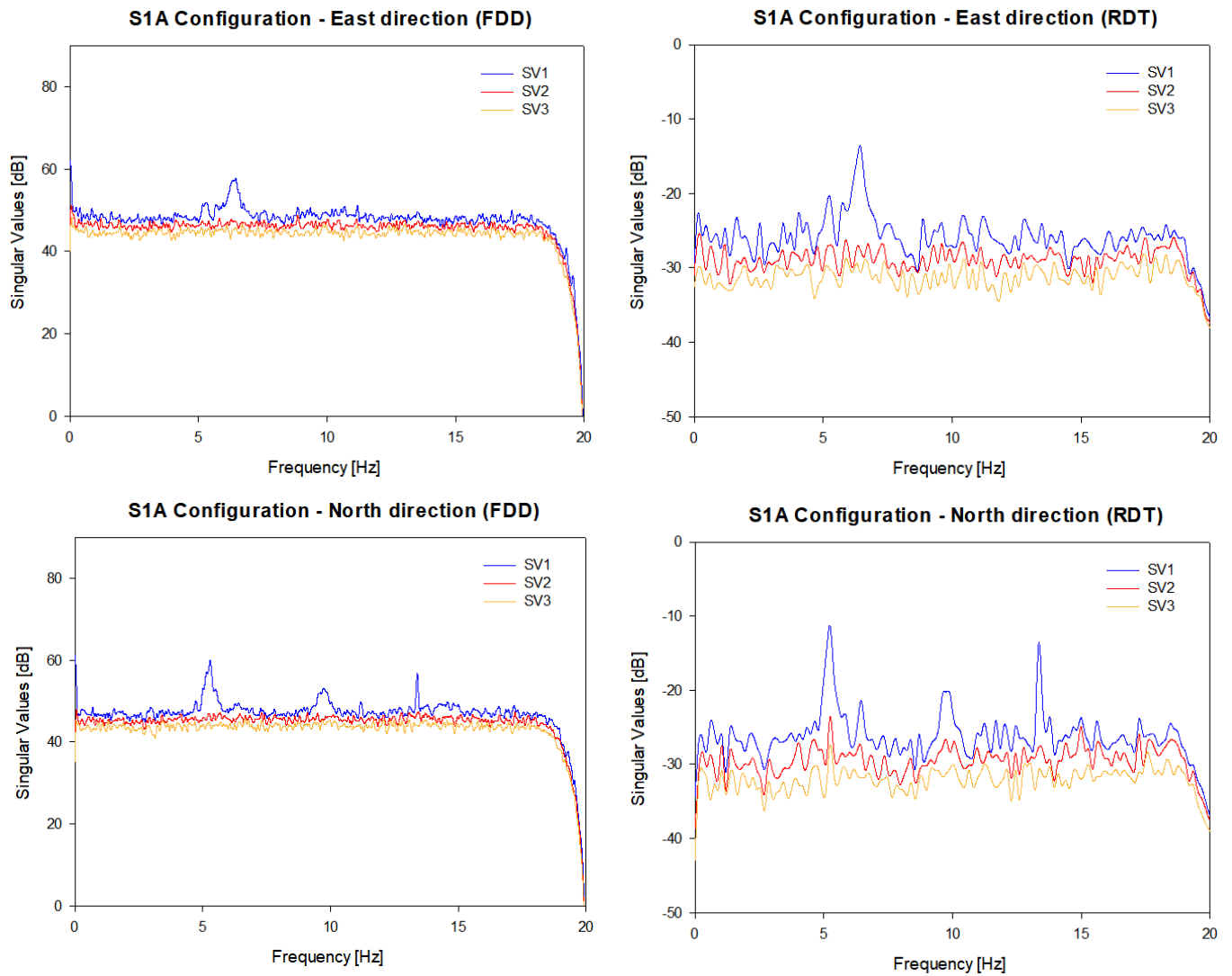


Figura 50. Segnali elaborati con FDD e RDT in direzione x e y per la configurazione S1A

Nell'elaborazione dei dati appena illustrati, relativi alla configurazione S1A, è possibile notare la presenza di picchi molto evidenti sia nell'elaborazione mediante FDD che in quella mediante RDT. All'interno del tool di Matlab è possibile selezionare manualmente i picchi e per la configurazione S1A i risultati in termini di frequenze sono illustrati in Tabella 13. Le frequenze a più alto contenuto energetico possono essere individuate in due maniere diverse: separatamente nelle due direzioni, in questo caso si avrebbero dei modi flessionali o in una direzione o nell'altra; lì dove si ha una corrispondenza dei valori dei picchi in direzione est e nord, si potrebbe trattare di un modo flessionale "diagonale" o di un modo torsionale.

Tabella 13. Frequenze a maggiore contenuto energetico per la configurazione S1A

		FDD [Hz]	RDT [Hz]	MAC
Direzione				
S1A (1° Blocco)	Est	6,45	6,44	0,95
		5,30	5,24	0,98
	Nord	9,75	9,74	0,84
		13,40	13,34	0,99

In questo caso è facile capire che tra i modi individuati sono presenti solo modi flessionali e non torsionali. Per consultare il resto delle elaborazioni si rimanda all'ALLEGATO A.

5.9 Elaborazione dati mediante FRF

I dati acquisiti durante l'eccitazione della struttura tramite vibrodina (VTE 40K) sono stati analizzati con la più comune funzione di trasferimento, la *Frequency Response Function* (FRF) che appartiene all'insieme delle tecniche di identificazione modale *Input-Output*.

La necessità di fissare saldamente la vibrodina alla struttura ha permesso di posizionare il dispositivo di eccitazione sul setto del vano ascensore (Figura 47); pertanto le due configurazioni con eccitazione artificiale sono state eseguite solo in direzione nord: la V1 per il blocco 1 e la V2 per il blocco 2.



Figura 51. (a) Posizionamento vibrodina VTE 40K; (b) centralina di controllo

L'eccitatore utilizzato è completo di motore per il trascinamento delle masse eccentriche e tramite cavi elettrici di controllo e potenza è collegato ad una sofisticata centralina di controllo (Figura 51) che permette la variazione del numero di giri e

quindi della frequenza di eccitazione. In particolare durante le prove è stato esaminato un ampio ventaglio di frequenze da 5 Hz a 30 Hz incrementando la frequenza di 1 Hz ogni 30 secondi. Al fine di misurare l'input imposto, costituito dalla forzante unidirezionale, un accelerometro è stato sistemato in corrispondenza della vibrodina; dalla rappresentazione grafica del segnale è possibile notare forti modificazioni nelle ampiezze (Figura 52) che corrispondono alla variazione delle frequenze impostate tramite centralina.

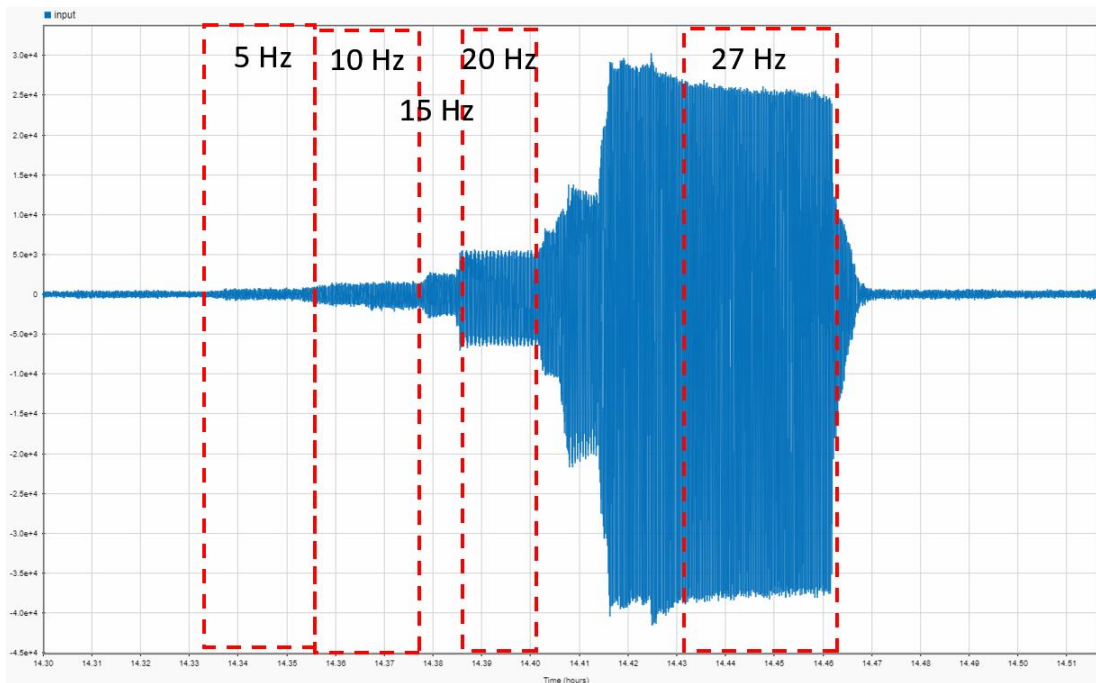


Figura 52. Segnale di input registrato dall'accelerometro #50 nella configurazione V1

Successivamente “normalizzando” l'output (rappresentato dai dati acquisiti) rispetto all'input (rappresentato dalla forza sinusoidale imposta dalla vibrodina) è possibile individuare le frequenze della struttura. Ogni funzione di trasferimento ha una propria ampiezza ed una propria fase che possono essere trasformate in parte reale e parte immaginaria: la parte reale della FRF sarà pari a 0 alla frequenza di risonanza, mentre la parte immaginaria avrà un picco in corrispondenza della frequenza di risonanza (Figura 53). La direzione dei picchi, invece, viene considerata per determinare le

forme modali associate alle frequenze. I risultati di tale prova sui primi due blocchi della struttura ospitante le classi sono illustrati in Tabella 14 e Tabella 15 e risultano essere in linea con le frequenze già definite per le metodologie *Output-Only*.

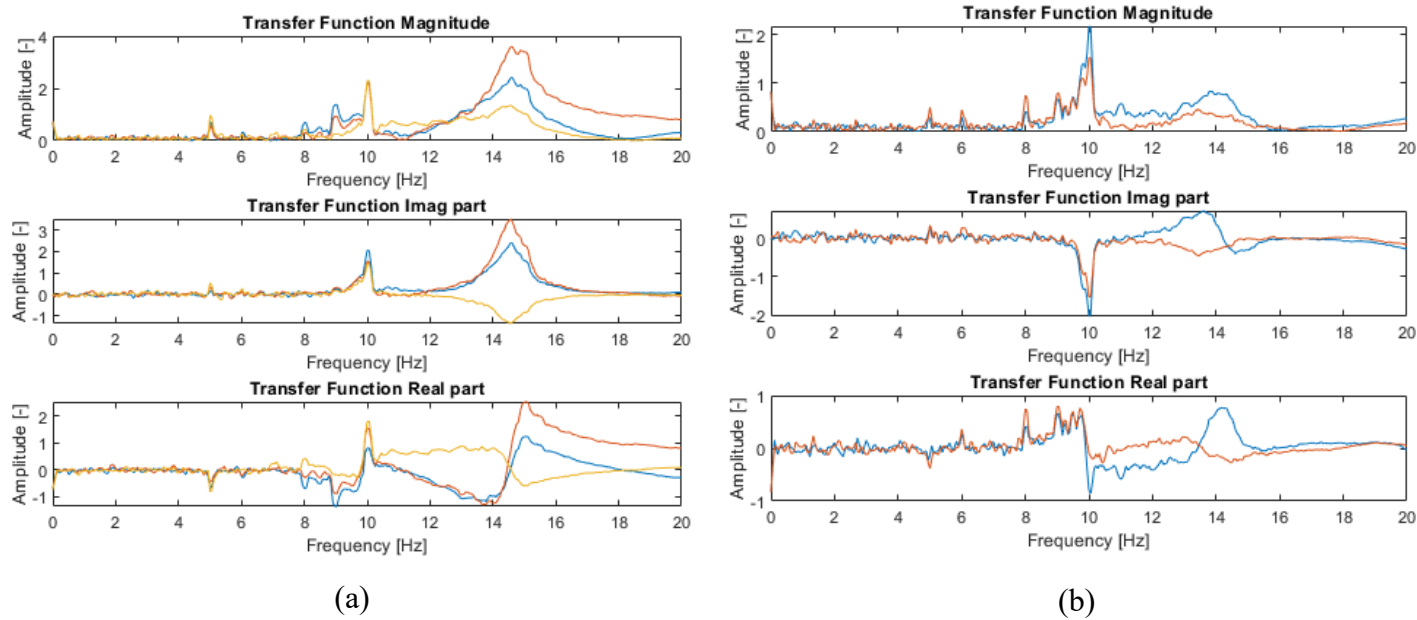


Figura 53. Funzione di trasferimento: (a) per la configurazione V1; (b) per la configurazione V2

Tabella 14. Confronto dei risultati in frequenza tra diverse tecniche per la configurazione V1

		Frequenze con FRF [Hz]	Frequenze con FDD [Hz]	Frequenze con RTD [Hz]
V1 (1°Blocco)	Direzione nord	5	5,30	5,24
		10	9,75	9,74
		14,61	13,40	13,34

Tabella 15. Confronto dei risultati in frequenza tra diverse tecniche per la configurazione V2

		Frequenze con FRF [Hz]	Frequenze con FDD [Hz]	Frequenze con RTD [Hz]
V2 (1°Blocco)	Direzione nord	5	5,30	5,39
		10,04	7,30	7,34
		14,98	17,60	17,54

5.9.1 Il metodo “Half-power bandwidth” per la stima dello smorzamento

Sperimentalmente lo smorzamento può essere stimato con varie metodologie tra le quali appare il metodo *Half-power bandwidth* anche detto “Metodo 3 dB” che utilizza l’ampiezza del valore di picco della *Frequency Response Function* della struttura per valutare lo smorzamento. L’impiego di tale tecnica è stato esteso alle strutture MDOF nell’ipotesi che ogni picco della FRF sia relativo ad un unico modo, mentre il suo utilizzo viene messo in discussione nel caso di sistemi MDOF aventi modi con picchi molto avvicinati che portano a possibili modi accoppiati (Papagiannopoulos and Hatzigeorgiou, 2011). Considerando la trattazione proposta da Wang, Lu et al. (2013) il rapporto di smorzamento è stato calcolato come:

$$\xi = \frac{\omega_2 - \omega_1}{2\omega_0}$$

dove ω_1 e ω_2 (Figura 54) rappresentano le frequenze dei punti estremi della banda individuata dal valore A_1 (Wang et al., 2013). I valori di smorzamento individuati sono inseriti nella Tabella 16 e Tabella 17 rispettivamente per il blocco 1 dell’edificio classi (configurazione V1) e per il blocco 2 (configurazione V2). Inoltre è da notare la presenza di tre valori di smorzamento calcolati per ogni frequenza: ogni valore corrisponde allo smorzamento valutato per ogni picco di frequenza e per ogni

accelerometro. Per ottenere un singolo valore dello smorzamento ne è stata fatta la media.

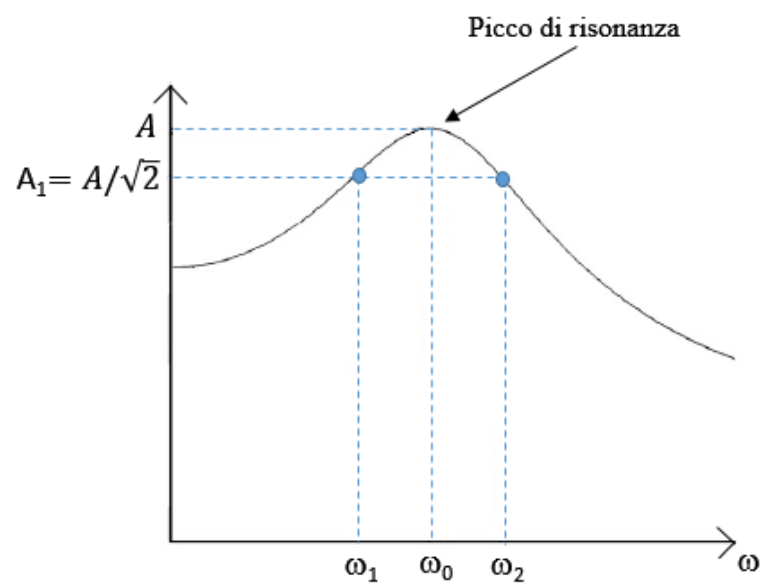


Figura 54. Valutazione dello smorzamento mediante il metodo *Half-power bandwidth*

Tabella 16. Frequenze, smorzamento e forme modali per il primo blocco in direzione nord (configurazione V1)

		Frequenze [Hz]	Damping [%]			Forme modali	Media Damping [%]
V1 (1°Blocco)	Direzione nord	5	[1,09	1,02	1,02]	[0,1726 0,3459 0,5486]	1,04
		10	[0,93	0,93	0,93]	[2,0624 1,5417 1,4339]	0,93
		14,61	[3,83	3,73	4,29]	[2,3892 3,4352 -1,3046]	3,95

Tabella 17. Frequenze, smorzamento e forme modali per il secondo blocco in direzione nord
(configurazione V2)

		Frequenze [Hz]	Damping [%]	Forme modali	Media Damping [%]
V2 (2°Blocco)	Direzione nord	5	[1,16 1,43]	[0,2573 0,3345]	1,29
		10,04	[1,28 1,28]	[-1,9324 -1,4867]	1,28
		14,98	[1,28 1,37]	[0,5161 -0,3227]	1,32

5.10 Modello agli elementi finiti

5.10.1 Modello elastico lineare

Sulla base della documentazione fornita dal modello BIM (piante e prospetti) e delle informazioni acquisite attraverso indagini in situ, è stato realizzato un modello numerico in grado di interpretare i dati acquisiti durante le campagne di indagini. Le analisi sono state condotte su dei modelli tridimensionali degli edifici realizzati attraverso il programma di calcolo strutturale agli elementi finiti SAP2000. Durante la fase di studio si è cercato di esportare il modello direttamente dal BIM in ambiente SAP2000 ma ciò non è stato possibile: le principali carenze individuate dall'analisi del BIM esistente sono state la mancanza di definizione dei materiali di elementi strutturali e l'imprecisione nella definizione di travi e pilastri che rispondono più alle esigenze architettoniche che a quelle strutturali (Gian Paolo Cimellaro, 2019). Pertanto il procedimento adottato ha visto la costruzione del modello tridimensionale direttamente sul software SAP2000 avvalendosi del materiale disponibile (planimetrie) e dei risultati delle indagini in situ.

Le NTC, per tenere conto dei diversi gradi di approfondimento sullo studio di una struttura, utilizzano i livelli di conoscenza (relativi a geometria, organizzazione strutturale, dettagli costruttivi, materiali) e i fattori di confidenza (che modificano i parametri di capacità in funzione del livello di conoscenza) (Circolare, 2019).

La documentazione disponibile e le indagini eseguite sulla struttura hanno consentito di raggiungere un buon livello di conoscenza della struttura. Tenendo conto della Tabella 18 (che rappresenta la Tabella C8.5.IV dei livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile) e considerando il quadro conoscitivo raggiunto in relazione alle prove effettuate e del materiale disponibile, è possibile ritenere la conoscenza degli edifici come una conoscenza di livello LC3; pertanto il valore del fattore di confidenza adottato è pari a 1,00.

Tabella 18. Livelli di conoscenza in funzione delle informazioni disponibili (Circolare, 2019)

Livello di conoscenza	Geometrie (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC (*)
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione; in alternativa rilievo completo ex-novo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>indagini limitate</i> in situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>prove limitate</i> in situ	Analisi lineare statica o dinamica	1,35
LC2		Elaborati progettuali incompleti con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini estese</i> in situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali, con <i>prove limitate</i> in situ; in alternativa da <i>prove estese</i> in situ	Tutti	1,20
LC3		Elaborati progettuali completi con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini esaustive</i> in situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto, con <i>prove estese</i> in situ; in alternativa da <i>prove esaustive</i> in situ	Tutti	1,00

La presenza dei giunti strutturali come illustrato in Figura 55 ha permesso di modellare cinque strutture separate, ovvero i tre blocchi della struttura ospitante le classi, la palestra e l'auditorium/mensa.

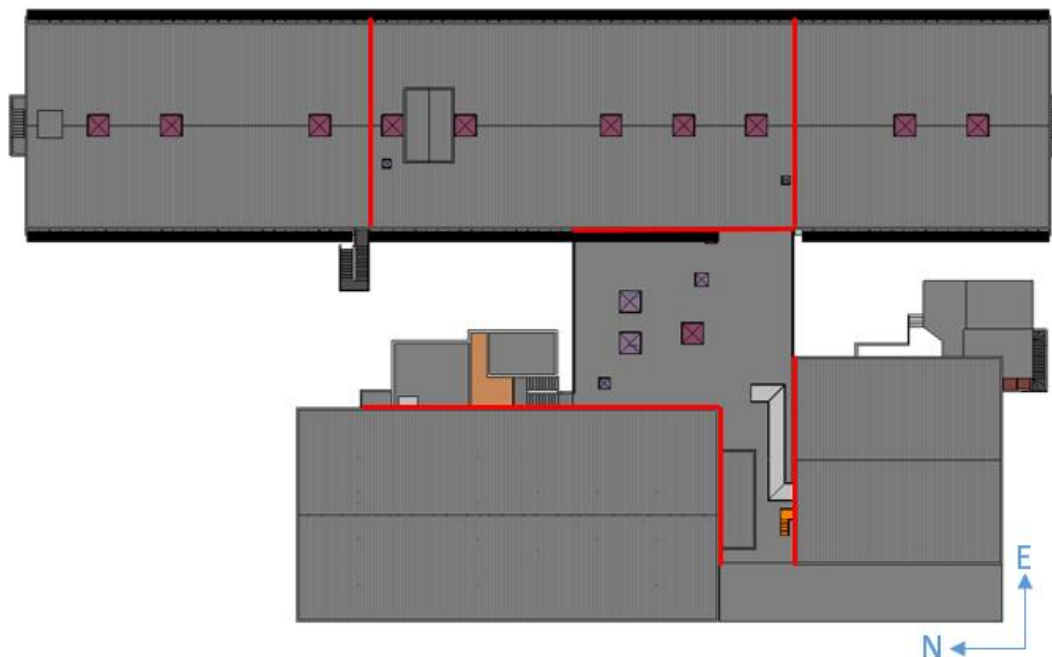


Figura 55. Individuazione dei giunti strutturali

Tutti i modelli sono stati realizzati con materiali aventi caratteristiche lineari e sono stati modellati di ogni edificio gli elementi strutturali significativi, e si compongono di elementi:

- ‘*beam*’ che rappresentano il comportamento di travi e pilastri;
- ‘*gap*’ che simulano il comportamento della muratura di tamponamento;
- ‘*shell*’ che riproducono le pareti di taglio.

Per tener conto della rigidità dei solai presenti nella struttura ospitante le aule, al momento di inerzia I_2 di tutte le travi è stato assegnato un valore fittizio molto alto in modo da impedire la flessione fuori dal piano. Inoltre i carichi, per tutti e tre i blocchi facenti parte della struttura in cui sono ubicate le aule, sono stati distribuiti sulle travi secondo l’orditura del solaio come mostrato in Figura 56.

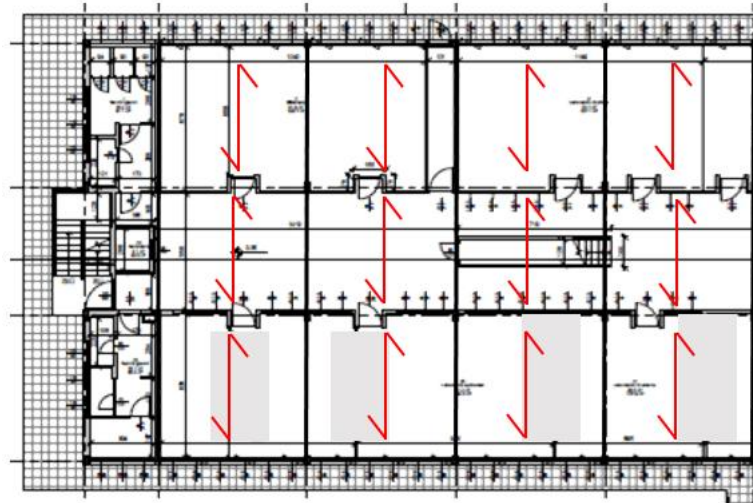


Figura 56. Orditura dei solai nell'edificio principale

Per quanto riguarda i muri di tamponamento, questi sono stati modellati tramite l'utilizzo degli elementi 'gap' e sono stati inseriti nelle reali posizioni. La rigidezza di tali elementi (Tabella 19) è stata calcolata mediante il modello del Puntone Equivalente definito da Al-Chaar (Al-Chaar, 2002).

Tabella 19. Rigidezze adottate per le diverse tipologie di tamponatura

Spessore muratura [cm]	Rigidezza adottata [N/mm]
9	22767
15	36556
23	58487

Riguardo le condizioni vincolari, ai nodi di base di tutti gli edifici, sono stati inseriti degli incastri che rispecchiano le condizioni reali di vincolo. In particolare si è ritenuto opportuno non modellare il piano interrato della struttura ospitante le classi in quanto costituito da quattro cordoli di calcestruzzo che rappresentano le fondazioni e che procedono in modo continuo lungo la direzione longitudinale della struttura, e

si è deciso di porre in corrispondenza di questi direttamente i vincoli di incastro. La modellazione dei muri perimetrali di taglio dei 3 blocchi dell'edificio con le aule, è stata effettuata con elementi a 4 nodi aventi mesh a maglia quadrata di dimensione 1x1 m. Per le pareti in calcestruzzo armato dell'auditorium/mensa e della palestra è stata eseguita la modellazione con elementi a 4 nodi aventi mesh a maglia quadrata di dimensione 0,5x0,5 m. In Figura 57 viene mostrato il modello ad elementi finiti realizzato per ogni struttura.

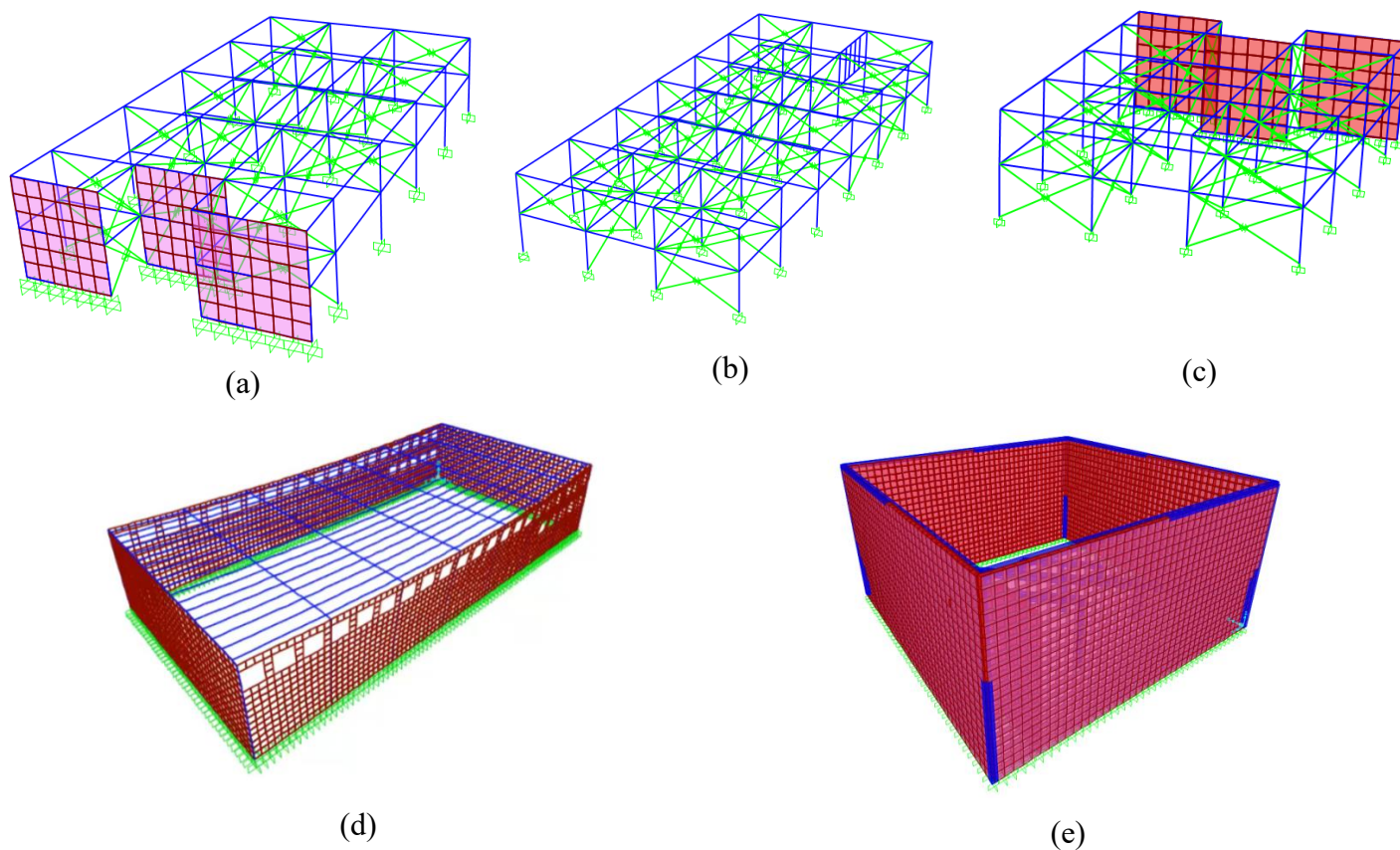


Figura 57. Modellazione FE di: (a) 1° blocco classi, (b) 2° blocco classi, (c) 3° blocco classi, (d) palestra, (e) mensa/auditorium

L'edificio della palestra è stato modellato tenendo conto della particolare condizione di vincolo delle travi (Figura 58): per riprodurre le condizioni reali sono state create delle cerniere agli estremi delle travi rilasciando i gradi di libertà per T, M2 e M3: in questo modo le travi sono in grado solo di portare carichi assiali (dovuti ai pannelli di calcestruzzo della copertura).



Figura 58. Particolare appoggio trave su pilastri perimetrali

Nel modello dell'auditorium/mensa, invece, il tetto è stato considerato sotto forma di carico sulle travi perimetrali.

Tutte le strutture sono state modellate e calibrate sulla base delle frequenze e delle deformate modali ottenute sperimentalmente. Agendo sulle rigidezze degli elementi, e talvolta sulle masse della struttura, i risultati ottenuti con il modello FE risultano essere in linea con le elaborazioni dei dati sperimentali (Tabella 20). Per i risultati delle altre configurazioni si rimanda all'ALLEGATO A.

Tabella 20. Frequenze sperimentali e frequenze ottenute con FEM (1° blocco)

	Modi	FDD [Hz]	RDT [Hz]	FEM [Hz]	Tipo modo	Massa partecipante
S1A (1° blocco)	<i>1° modo</i>	5,33	5,30	5,40	Fless. nord	0,91
	<i>2° modo</i>	6,38	6,50	6,40	Fless. est	0,52
	<i>3° modo</i>	13,40	13,34	13,20	Fless. nord	0,97

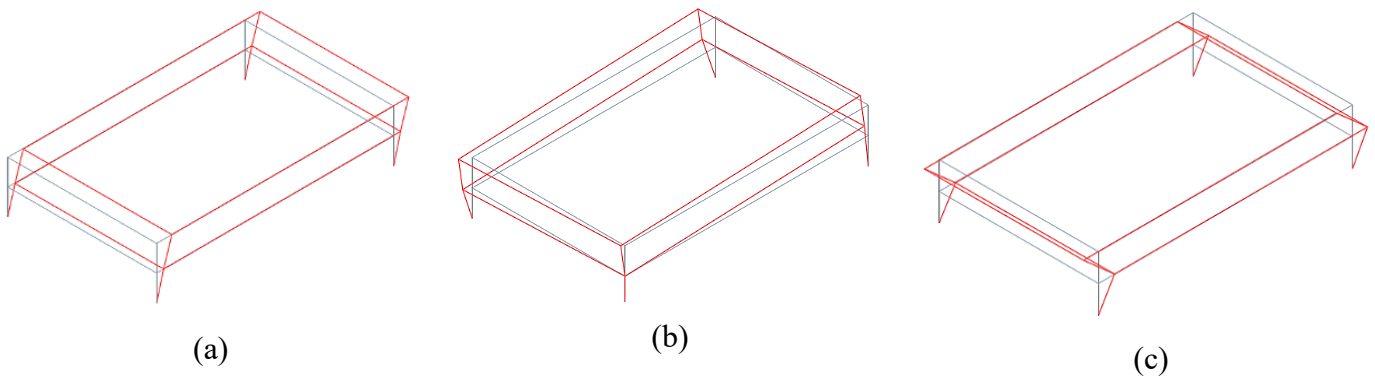


Figura 59. Prime tre forme modali per il blocco 1: (a) primo modo, (b) secondo modo, (c) terzo modo

5.10.2 Modello non lineare

Il modello non lineare delle cinque strutture è stato sviluppato per eseguire le analisi non lineari, statica e dinamica. Per l'esecuzione di tali analisi, il software SAP2000 è in grado di definire automaticamente un comportamento non lineare dei materiali come mostrato in Figura 60 e Figura 61, rispettivamente per il calcestruzzo e per l'acciaio. Inoltre per definire la non linearità degli elementi trave e pilastro, è stato utilizzato il modello a plasticità concentrata introducendo delle cerniere plastiche nei due estremi: per le travi, in accordo con ASCE 41-13, le cerniere plastiche sono state assegnate per il grado di libertà M3 (Figura 62) mentre per i pilastri sono assegnate per il grado di libertà P-M2-M3 (Figura 63) per l'interazione di momento e forze assiali.

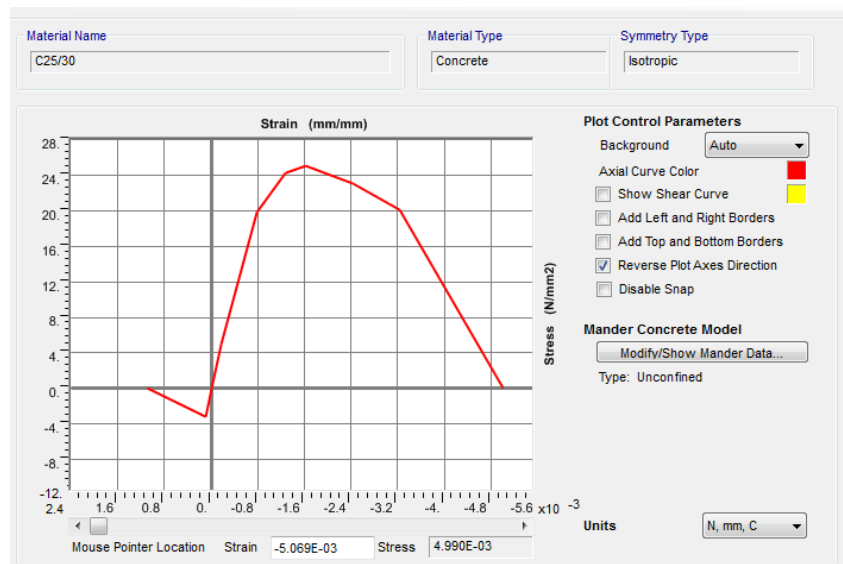


Figura 60. Definizione della non linearità per il calcestruzzo

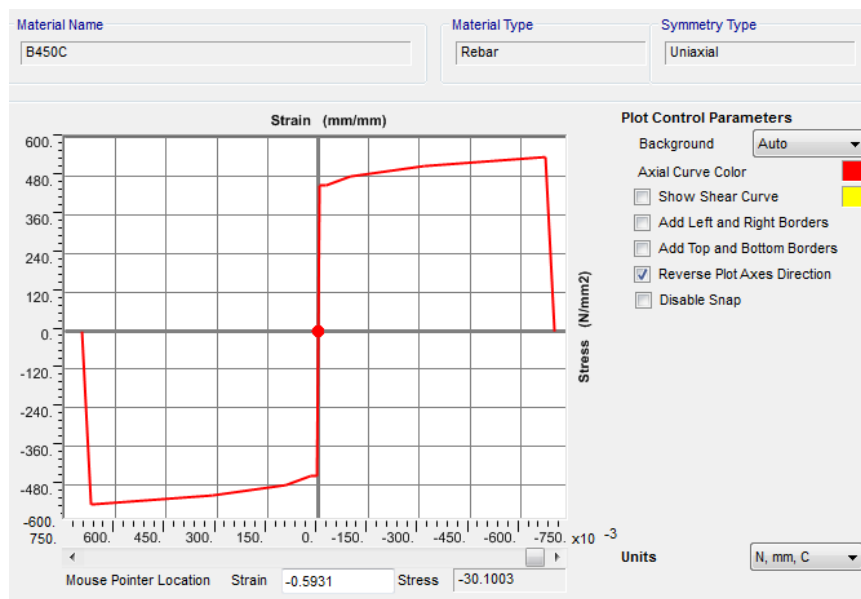


Figura 61. Definizione della non linearità per l'acciaio

Auto Hinge Type
From Tables In ASCE 41-13

Select a Hinge Table
Table 10-7 (Concrete Beams - Flexure) Item i

Degree of Freedom
☐ M2
☒ M3

V Value From
☒ Case/Combo Vertical
☐ User Value V2

Transverse Reinforcing
☒ Transverse Reinforcing is Conforming

Reinforcing Ratio $(p - p') / p_{balanced}$
☒ From Current Design
☐ User Value (for positive bending)

Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity
☒ Drops Load After Point E
☐ Is Extrapolated After Point E

OK Cancel

Figura 62. Definizione delle cerniere plastiche per le travi

Auto Hinge Type
From Tables In ASCE 41-13

Select a Hinge Table
Table 10-8 (Concrete Columns)

Degree of Freedom
☐ M2 ☐ P-M2 ☐ Parametric P-M2-M3
☐ M3 ☐ P-M3
☐ M2-M3 ☒ P-M2-M3

P and V Values From
☒ Case/Combo Vertical
☐ User Value
V2 V3

Concrete Column Failure Condition
☐ Condition i - Flexure ☐ Condition iv - Development
☒ Condition ii - Flexure/Shear
☐ Condition iii - Shear

Shear Reinforcing Ratio $p = A_v / (b_w \cdot s)$
☒ From Current Design
☐ User Value

Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity
☒ Drops Load After Point E
☐ Is Extrapolated After Point E

OK Cancel

Figura 63. Definizione delle cerniere plastiche per i pilastri

La non linearità per i muri di tamponamento, invece, è stata introdotta attraverso gli elementi ‘*Multilinear Plastic*’ ed è stata calcolata per ogni tipologia di muro di tamponamento, definendo il diagramma di resistenza sulla base dell’*Idealized Force-Deflection Relation*” (Figura 64) descritto nel FEMA 273 (Federal Emergency Management Agency) in cui:

- d è pari allo 0,4% dello spostamento di interpiano;
- e è pari allo 0,8% dello spostamento di interpiano;
- c è pari allo 0,6% dello sforzo laterale atteso di pareti e pilastri.

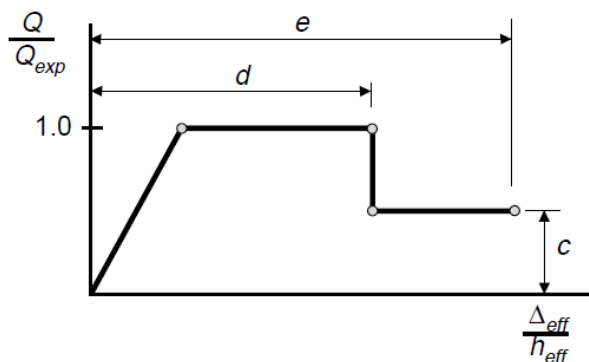


Figura 64. Idealized Force-Deflection Relation

Per tenere conto della non linearità degli elementi ‘*shell*’ è stato utilizzato il modello ‘*Layered/Non Linear*’ che considera un elemento piastra costituito da diversi strati (Figura 65) posizionati rispetto ad una superficie di riferimento. Per ogni strato può essere assegnato dall’utente uno spessore misurato lungo la direzione 3 dell’elemento e delle specifiche caratteristiche.

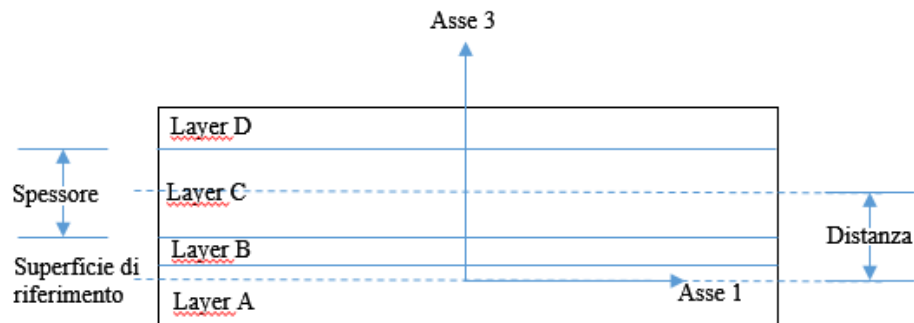


Figura 65. Esempio di piastra costituita da quattro strati

È possibile scegliere tra diversi tipi di ‘*layer*’: membrana, piastra e ‘*shell*’ che combina il comportamento dei primi due; inoltre la schermata SAP2000 del *layered/non linear* permette di modificare il comportamento dei vari materiali che compongono l’elemento *shell* non lineare valutando le componenti di tensione singolarmente (σ_{11} , σ_{22} , σ_{12}) e quindi scegliendo se definirle lineari, non lineari oppure non attivandole completamente. Per materiali ortotropi e monoassiali ogni *layer* può avere un angolo di inclinazione del materiale. Infatti nei muri di taglio presenti nei modelli, le barre di acciaio sono state modellate nelle due direzioni ortogonali adottando due *layer* di materiale monoassiale con un angolo di inclinazione del materiale di 90° .

5.11 Valutazione dell’indice di vulnerabilità

Come citato dalla normativa NTC 2018 C8.3: “La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguite con riferimento ai soli SLU, salvo che per le costruzioni in classe d’uso IV, per le quali sono richieste anche le verifiche agli SLE specificate al C7.3.6; in quest’ultimo caso potranno essere adottati livelli prestazionali ridotti. Per la combinazione sismica le verifiche agli SLU possono essere eseguite rispetto alla condizione di salvaguardia della vita umana (SLV) o, in alternativa, alla condizione di collasso (SLC), secondo quanto specificato al C7.3.6. Nelle verifiche rispetto alle azioni sismiche il livello di

sicurezza della costruzione è quantificato attraverso il rapporto ζ_E tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione”.

In particolare la Circolare del 21 gennaio 2019, n. 7 evidenzia che: “La valutazione della sicurezza degli edifici esistenti, per quanto possibile, deve essere effettuata in rapporto a quella richiesta per gli edifici nuovi. A tale scopo, le NTC introducono due nuovi parametri che costituiscono fattori indicativi per un rapido confronto tra l'azione sopportabile da una struttura esistente e quella richiesta per il nuovo:

- ζ_E , definito come il rapporto tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione sul medesimo suolo e con le medesime caratteristiche (periodo proprio, fattore di comportamento ecc.). Il parametro di confronto dell'azione sismica da adottare per la definizione di ζ_E è, salvo casi particolari, l'accelerazione al suolo a_g S.”

Pertanto, per calcolare la massima capacità della struttura, si è deciso di realizzare due diversi tipi di analisi: l'analisi non lineare statica (*pushover*) e l'analisi non lineare dinamica utilizzata per verifica su uno solo edificio. La verifica della capacità della struttura è stata eseguita rispetto alla condizione di stato limite di prevenzione del collasso (SLC). L'indice di vulnerabilità ζ_E viene valutato tramite l'equazione (1):

$$\zeta_E = \frac{S_a}{S_d} \quad (1)$$

Dove S_a è l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e S_d è l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione sul medesimo suolo e con le medesime caratteristiche. Per comprendere al meglio la procedura di calcolo dell'indice di vulnerabilità, viene mostrato in Figura 66 il diagramma di flusso del procedimento seguito.

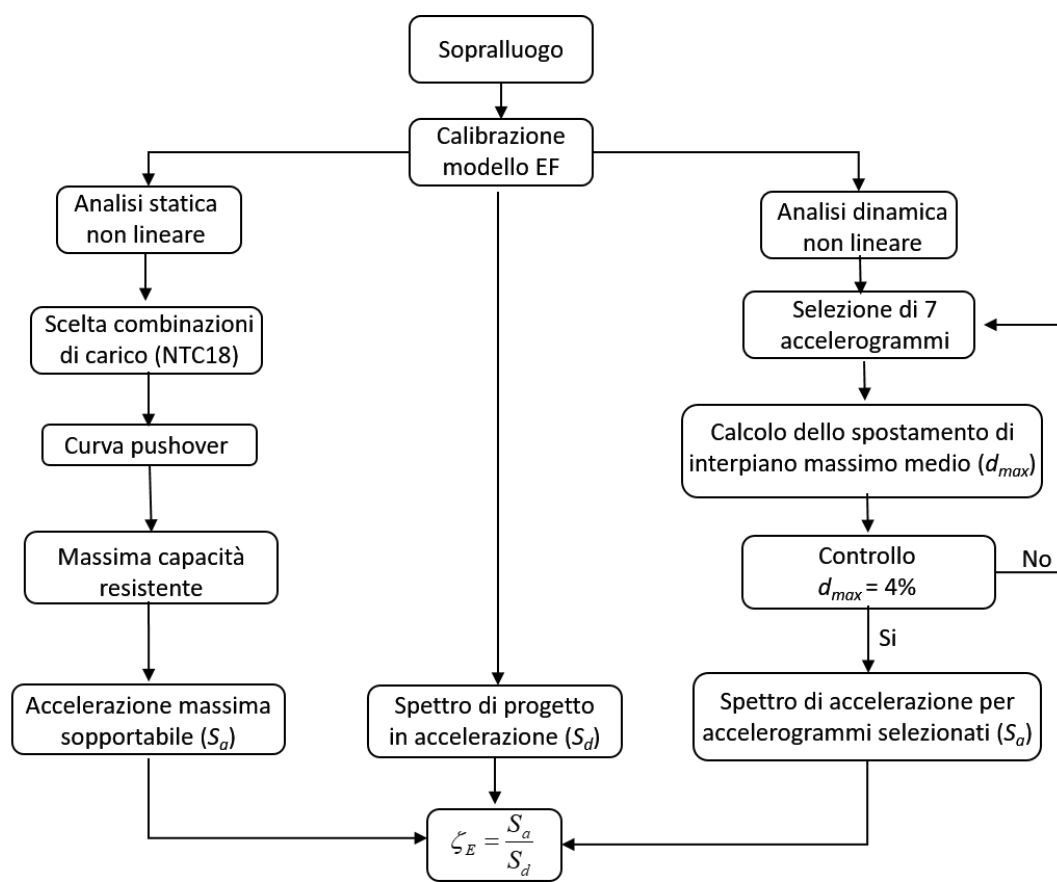


Figura 66. Diagramma di flusso della procedura di calcolo dell'indice di vulnerabilità

5.12 Analisi non lineare statica

L'analisi non lineare statica (anche detta *Pushover*) consente di determinare la curva di capacità della struttura, espressa dalla relazione $F_b - d_c$, in cui F_b è il taglio alla base e d lo spostamento di un punto di controllo che, in genere, è rappresentato dal centro di massa dell'ultimo orizzontamento e, nel caso oggetto di studio, corrisponde al centro di massa del secondo impalcato. Al fine di raggiungere le condizioni di collasso della struttura, lungo l'altezza, orizzontalmente, deve essere applicata una distribuzione di forze che durante l'analisi, tramite processo iterativo, verrà incrementata; come descritto in Normativa NTC 2018 “si devono considerare almeno due distribuzioni di forze d'inerzia, ricadenti l'una nelle distribuzioni principali (Gruppo 1) e l'altra nelle distribuzioni secondarie (Gruppo 2) appresso illustrate.

Gruppo 1 - Distribuzioni principali:

- se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75% si applica una delle due distribuzioni seguenti: distribuzione proporzionale alle forze statiche di cui al C7.3.3.2, utilizzando come seconda distribuzione la a) del Gruppo 2, distribuzione corrispondente a un andamento di accelerazioni proporzionale alla forma del modo fondamentale di vibrare nella direzione considerata;
- in tutti i casi può essere utilizzata la distribuzione corrispondente all'andamento delle forze di piano agenti su ciascun orizzontamento calcolate in un'analisi dinamica lineare, includendo nella direzione considerata un numero di modi con partecipazione di massa complessiva non inferiore allo 85%. L'utilizzo di questa distribuzione è obbligatorio se il periodo fondamentale della struttura è superiore a $1,3 T_C$.

Gruppo 2 - Distribuzioni secondarie:

- a) distribuzione di forze, desunta da un andamento uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione;
- b) distribuzione adattiva, che cambia al crescere dello spostamento del punto di controllo in funzione della plasticizzazione della struttura;
- c) distribuzione multimodale, considerando almeno sei modi significativi" (NTC, 2018).

Le distribuzioni di forze impiegate nel caso del primo edificio che ospita le classi sono state:

- in direzione nord (x) una distribuzione di forze, desunta da un andamento uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione in aggiunta ad una distribuzione corrispondente ad un andamento di accelerazioni proporzionale alla forma del modo fondamentale di vibrare in direzione x, essendo la massa partecipante in tale direzione pari al 91%;
- in direzione est (y) la distribuzione corrispondente all'andamento delle forze di piano agenti su ciascun orizzontamento calcolate in un'analisi dinamica

lineare, considerando un numero di modi di vibrare pari a 5 nella stessa direzione y e con massa partecipante pari al 97%.

Anche per i restanti quattro edifici sono state applicate le distribuzioni di forze, come da normativa, facendo riferimento la massa partecipante del primo modo nella direzione considerata. Le curve di pushover, dalle quali sono state ricavate le massime resistenze degli edifici, sono relative alla distribuzione di forze più critica. Nella Tabella 21 sono riportate, per ogni edificio, le distribuzioni di forze applicate e quelle sottolineate sono state utilizzate per ricavare la massima capacità. Per gli edifici di palestra e auditorium, l'applicazione della distribuzione delle forze è unica poiché nelle due strutture è presente un unico orizzontamento.

Tabella 21. Distribuzioni di forze adottate per i quattro edifici

	Distribuzione forze Direzione X	Distribuzione forze Direzione Y
Blocco 1	- Uniforme - <u>Proporzionale al modo fondamentale</u>	- Uniforme - <u>Da analisi dinamica lineare</u>
Blocco 2	- <u>Uniforme</u> - Proporzionale al modo fondamentale	- Uniforme - <u>Da analisi dinamica lineare</u>
Blocco 3	- Uniforme - <u>Proporzionale al modo fondamentale</u>	- Uniforme - <u>Da analisi dinamica lineare</u>
Palestra	- <u>Uniforme</u>	- <u>Uniforme</u>
Auditorium/mensa	- <u>Uniforme</u>	- <u>Uniforme</u>

5.13 Risultati per l'edificio ospitante le classi

L'analisi pushover sul software SAP2000 è stata eseguita fino al punto di collasso della struttura che è risultato essere pari a 12 cm per i due blocchi di estremità dell'edificio ospitante le classi. Infatti, in direzione x (nord), la presenza di cerniere plastiche nei pilastri di base indica che il meccanismo di collasso avviene laddove la struttura risulta essere più debole, ovvero in corrispondenza del piano terra. In direzione y (est), data la presenza delle pareti di taglio la struttura risulta essere molto più rigida, e non essendo coincidenti il centro di massa e quello di rigidezza, gli spostamenti del piano non sono uniformi. Pertanto i pilastri nella zona più distante dal centro di rigidezza, durante l'analisi *pushover*, vedono la formazione di cerniere plastiche. Questo causa la formazione di un piano debole (il piano terra) e di collassi parziali poiché considerando le pareti di taglio queste non sono progettate per sopportare carichi verticali. In Figura 67 e Figura 68 viene mostrata la formazione delle cerniere plastiche, ovvero l'istante in cui la struttura ha massima resistenza, in relazione allo SLC rispettivamente in direzione x e y per il blocco 1 (la stessa situazione si ripete nel blocco 3).

L'analisi *pushover* per il blocco centrale (blocco 2) dell'edificio ospitante le classi è stata eseguita fino al punto di collasso della struttura che è risultato essere pari a 12,4 cm. Il meccanismo di collasso di tale blocco risulta essere differente rispetto agli altri due blocchi: in direzione x (Figura 69) si verifica nuovamente la presenza di cerniere plastiche ai pilastri del piano terra che causa la formazione di un piano debole; in direzione y (Figura 70), invece, le cerniere plastiche inizialmente si formano sugli elementi trave: ciò rende la struttura più flessibile e con un spostamento maggiore (16,8 cm). Successivamente le cerniere si formano anche sui pilastri: la presenza contemporanea delle cerniere plastiche su travi e pilastri porta a dire che il collasso è di tipo globale.

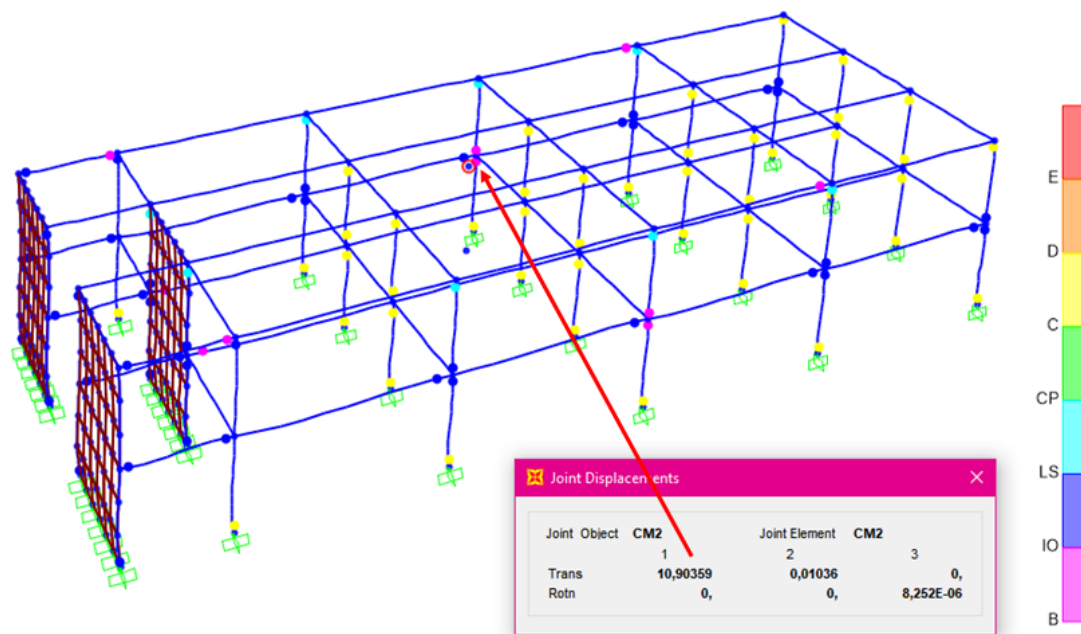


Figura 67. Formazione delle cerniere plastiche nella direzione x per carico uniforme su blocco 1

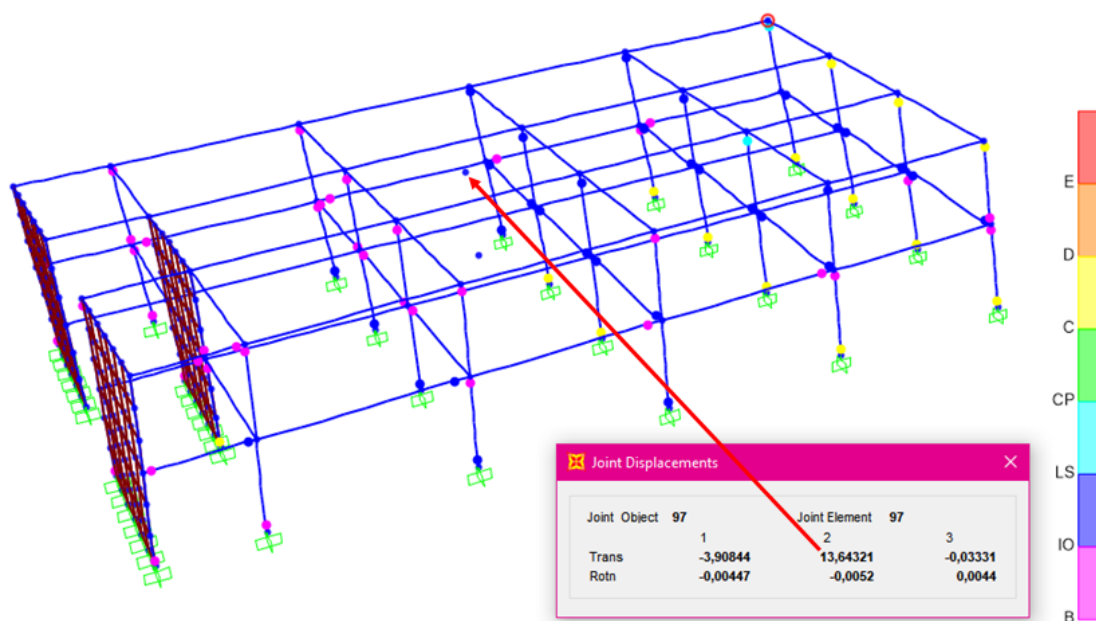


Figura 68. Formazione delle cerniere plastiche nella direzione y per carico uniforme su blocco 1

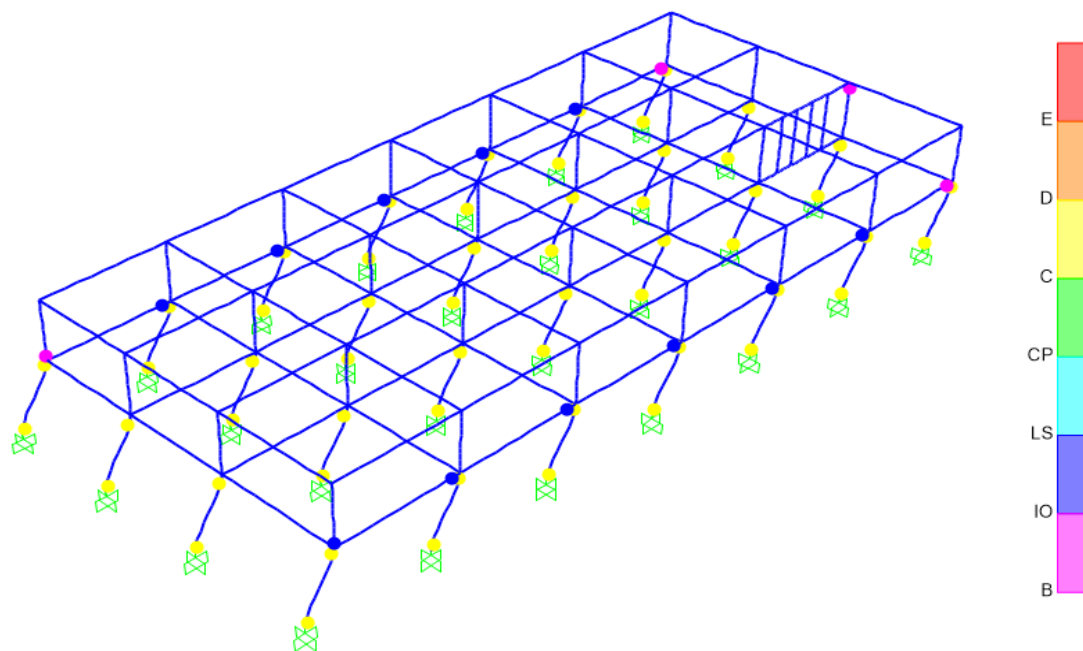


Figura 69. Formazione delle cerniere plastiche nella direzione x per carico uniforme su blocco 2

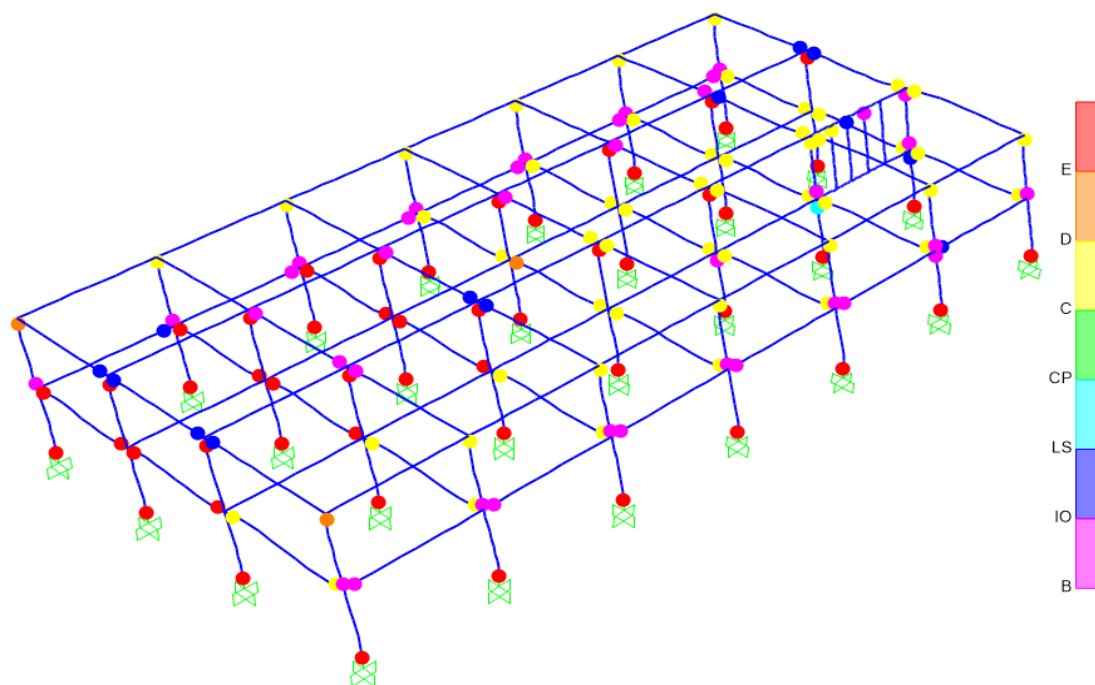


Figura 70. Formazione delle cerniere plastiche nella direzione y per carico uniforme su blocco 2

I risultati mostrano le curve *pushover* ottenute in direzione x (Figura 71) e in direzione y (Figura 72) per il blocco 1, opportunamente scalate del coefficiente Γ , che rappresenta il fattore di partecipazione modale, al fine di ottenere una curva relativa ad un sistema SDOF (Circolare, 2019). In seguito, attraverso la bilinearizzazione può essere valutata la capacità massima della struttura in direzione x (Tabella 23) e in direzione y (Tabella 24).

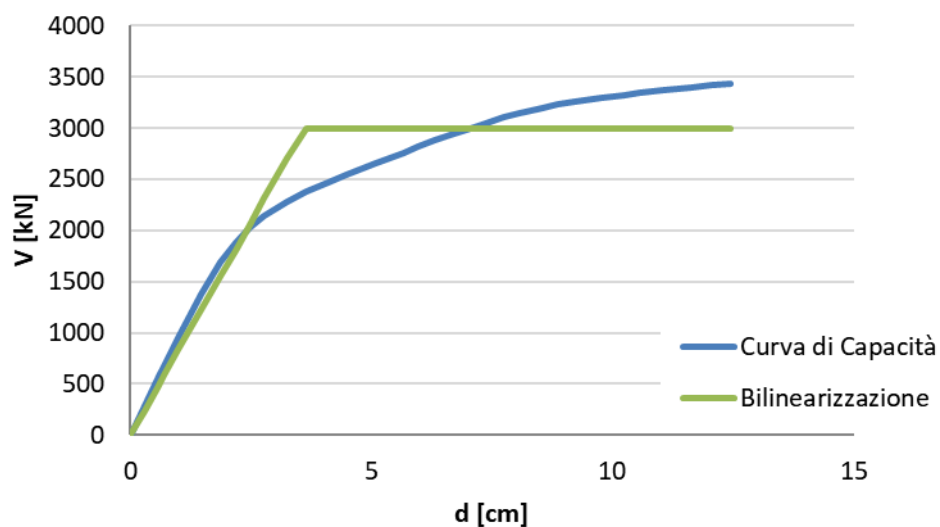


Figura 71. Curva di pushover in direzione x - blocco 1

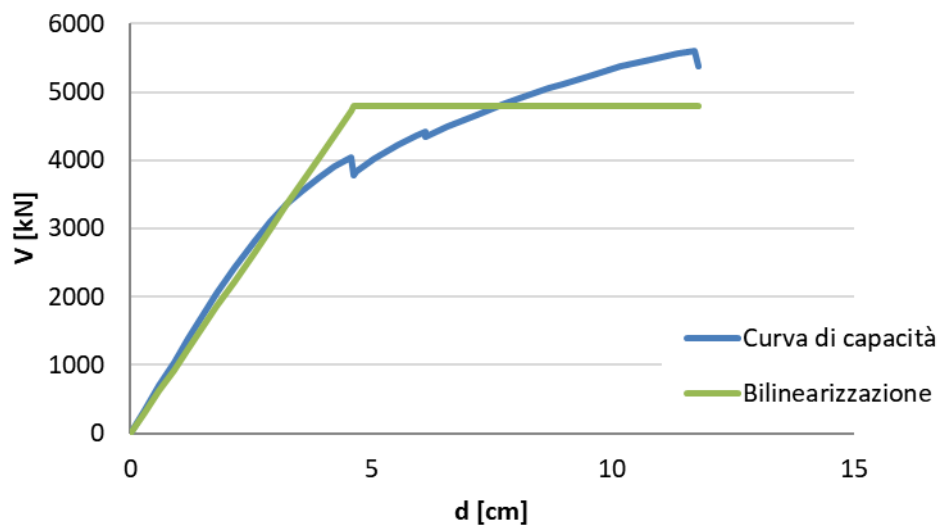


Figura 72. Curva di pushover in direzione y - blocco 1

Inoltre, l'accelerazione associata alla massima capacità di resistenza viene valutata facendo il rapporto tra la forza massima e la massa partecipante nella direzione considerata. Per calcolare l'indice di vulnerabilità è indispensabile fare il rapporto tra l'accelerazione massima alla quale la struttura può resistere e le accelerazioni fornite dagli spettri di progetto (relativi al SLC) opportunamente calcolati per il sito di Melzo.

Gli spettri di progetto mostrati in Figura 73 sono stati valutati tenendo conto dei seguenti parametri sismici in tabella:

Tabella 22. Parametri sismici di riferimento

Coordinate geografiche di Melzo	LAT. 45,5022 LONG. 9,4263
Probabilità di superamento per SLC	5%
Vita nominale	50 anni
Classe d'uso e relativo valore del coefficiente	Classe III, $c_u=1,5$
Periodo di riferimento dell'azione sismica	$v_R=75$ anni
Tempo di ritorno dell'azione sismica	$T_R = 1462$ anni
Accelerazione orizzontale massima al suolo	$a_g = 0,994$
Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale	$F_0 = 2,58$
Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale	$T_c^* = 0,296$
Fattore di struttura in direzione x	$q = 3$
Fattore di struttura in direzione y (per blocco 1 e 3 dove sono presenti muri di taglio)	$q = 1,5$

In Figura 73 è indicata l'accelerazione calcolata secondo normativa riguardante gli spettri di progetto relativi al SLC per i primi periodi nelle due direzioni ed i valori corrispondenti sono $S_{a,d}=0,155$ g per x e $S_{a,d}=0,303$ g per y. Pertanto, gli indici di vulnerabilità in direzione x (Tabella 23) ed in direzione y (Tabella 24) vengono

calcolati come il rapporto tra l'accelerazione massima sopportabile e quella di progetto valutata al SLC secondo normativa.

Tabella 23. Indice di vulnerabilità (direzione x) per edificio classi

	F_{max} [kN]	Sa [g]	S_d [g]	$\zeta_{E,x}$
Blocco 1	3000	0,36	0,155	2,32
Blocco 2	2520	0,24	0,155	1,58
Blocco 3	2240	0,37	0,155	2,42

Tabella 24. Indice di vulnerabilità (direzione y) per edificio classi

	F_{max} [kN]	Sa [g]	S_d [g]	$\zeta_{E,y}$
Blocco 1	4800	0,41	0,303	1,35
Blocco 2	3780	0,38	0,155	2,45
Blocco 3	2920	0,47	0,303	1,56

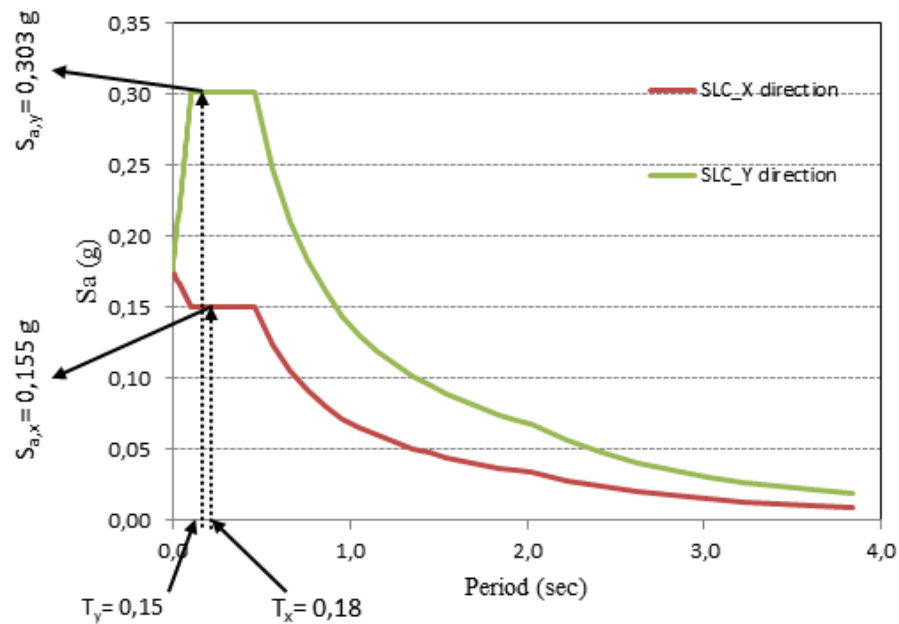


Figura 73. Spettro di progetto in accelerazione al SLC per il blocco 1

5.14 Analisi non lineare dinamica

L'analisi non lineare dinamica che, dal punto di vista computazionale risulta essere la più impegnativa, ha il vantaggio di riprodurre in maniera più accurata la risposta strutturale all'azione sismica e pertanto, è stata utilizzata solo per il blocco 1 dell'edificio ospitante le aule per validare i risultati ottenuti già con l'analisi *pushover*. Per definire la massima capacità dell'edificio associata al SLC (Stato limite di prevenzione del collasso), viene utilizzata la procedura ad iterazione per individuare la massima accelerazione supportabile rappresentativa dell'intensità sismica. L'SLC è definito quantitativamente come il superamento della probabilità del 5% in 50 anni secondo NTC 2018 per un terreno rigido. In tale analisi è possibile impiegare gruppi di accelerogrammi registrati in precedenti eventi sismici, dove per gruppo si intende l'insieme delle due componenti orizzontali. Infatti le NTC affermano che: "L'uso di storie temporali del moto del terreno naturali o registrate è ammesso a condizione che la loro scelta sia rappresentativa della sismicità del sito e sia adeguatamente giustificata in base alle caratteristiche sismogenetiche della sorgente, alle condizioni del sito di registrazione, alla magnitudo, alla distanza dalla sorgente e alla massima accelerazione orizzontale attesa al sito. Le storie temporali del moto del terreno registrate devono essere selezionate e scalate in modo tale che i relativi spettri di risposta approssimino gli spettri di risposta elastici nel campo dei periodi propri di vibrazione di interesse per il problema in esame" (NTC, 2018).

Le caratteristiche sismogenetiche del sito considerato sono state valutate in base allo studio di disaggregazione della pericolosità sismica che è un'operazione che consente di valutare i contributi di diverse sorgenti sismiche alla pericolosità di un sito, la forma più comune è quella bidimensionale in magnitudo e distanza (Barani and Spallarossa): infatti esso fornisce i valori massimi e minimi di magnitudo e la distanza dell'epicentro dal sito in esame. La magnitudo e l'epicentro ipotizzati, in base allo studio di disaggregazione del sito di riferimento avente coordinate lat. 9,4263 e long. 45,5022, sono da 4.0 a 6.0 Mw e da 5 a 40 km (Figura 74).

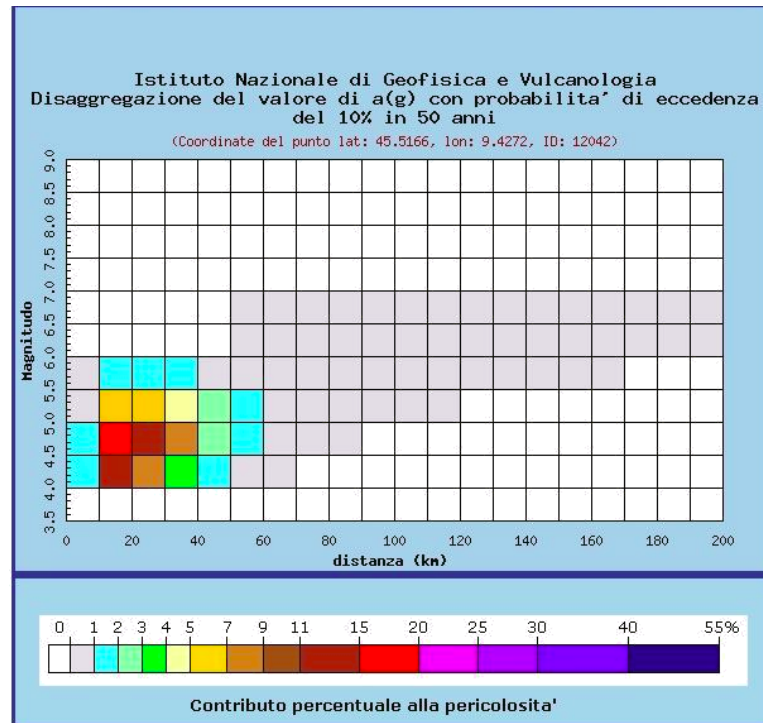


Figura 74. Disaggregazione del valore di a_g per il sito di Melzo

Nella prima fase sono stati selezionati sette accelerogrammi (Tabella 25 e Tabella 26) in entrambe le direzioni orizzontali per lo spettro considerato e, per la selezione degli accelerogrammi,   stato utilizzato la procedura GSM (Ground Motion Selection Modification) basata su osservazioni di tipo energetico in campo sismico (Marasco and Cimellaro, 2018). Le registrazioni selezionate sono compatibili con l'accelerazione spettrale assunta nel periodo di riferimento (0,18 secondi) e con i parametri sismogenetici. Inoltre al fine di ottenere gli spettri di progetto in riferimento al sito di Melzo,   stato utilizzato il software OPENSIGNAL (Cimellaro and Marasco, 2015) impostando il range di 0,15 - 0,21s per considerare la compatibilit  dello spettro.

Tabella 25. Caratteristiche degli accelerogrammi selezionati in direzione x

ID	TH1	TH2	TH3	TH4	TH5	TH6	TH7
Description	Livemor	North392	Patras	Whittier	Kozani	North392	Whittier
Component	W-E	W-E	W-E	W-E	W-E	W-E	W-E
Database	PEER	PEER	ESMD	PEER	PEER	PEER	PEER
Waveform ID	233	1723	159	705	1135	1703	646
Scale Factor	1.19	1.22	0.75	1.28	0.86	1.18	1.07
PGA [cm/s²]	187.78	182.31	175.40	172.13	158.22	245.59	166.71
Arias Intensity [cm/s]	33.71	23.56	25.47	30.97	24.92	28.92	29.76
Mw	5.69	5.28	5.40	5.99	5.10	5.28	5.99
Epicenter Distance [km]	8.60	11.68	7.00	12.00	11.85	9.19	25.52

Tabella 26. Caratteristiche degli accelerogrammi selezionati in direzione y

ID	TH1	TH2	TH3	TH4	TH5	TH6	TH7
Description	Livemor	North392	Patras	Whittier	Kozani	North392	Whittier
Component	N-S	N-S	N-S	N-S	N-S	N-S	N-S
Database	PEER	PEER	ESMD	PEER	PEER	PEER	PEER
Waveform ID	233	1723	159	705	1135	1703	646
Scale Factor	0.90	0.98	0.85	1.21	0.70	0.96	0.77
PGA [cm/s²]	156.80	218.77	140.88	213.82	189.66	240.22	147.16
Arias Intensity [cm/s]	15.81	21.63	22.99	28.21	17.73	39.33	22.03
Mw	5.69	5.28	5.40	5.99	5.10	5.28	5.99
Epicenter Distance [km]	8.60	11.68	7.00	12.00	11.85	9.19	25.52

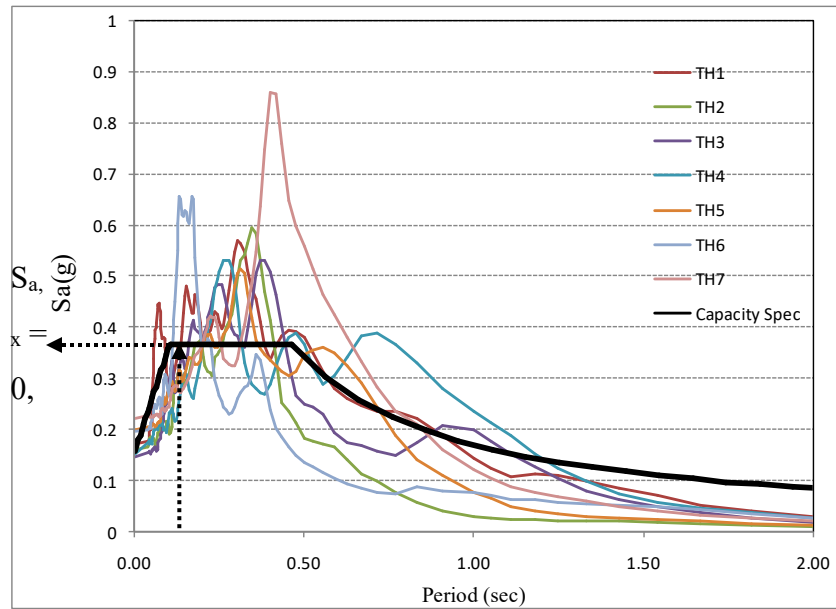


Figura 75. Spettro di accelerazione per gli accelerogrammi selezionati in direzione x

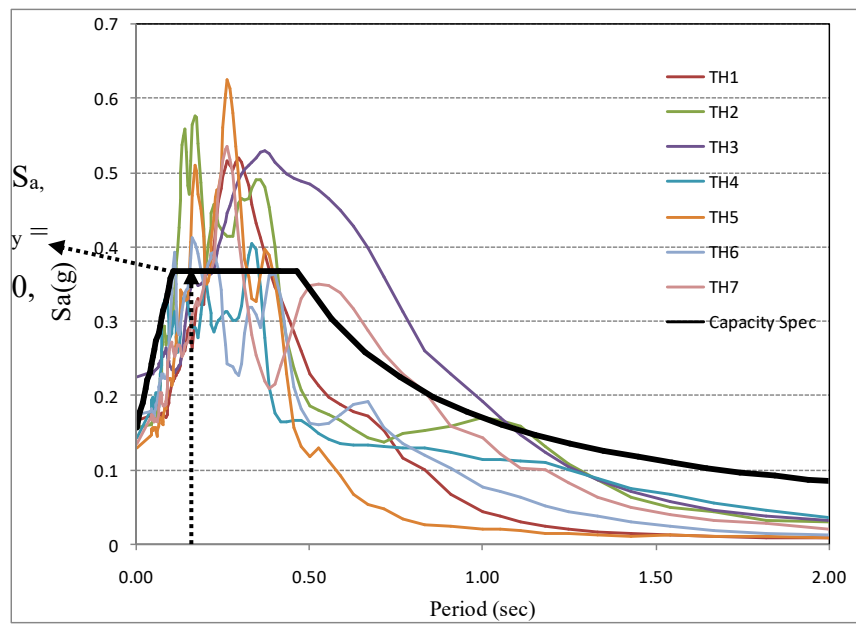


Figura 76. Spettro di accelerazione per gli accelerogrammi selezionati in direzione y

L'analisi non lineare dinamica è stata eseguita applicando le accelerazioni contemporaneamente in entrambe le direzioni. Conformemente alla Tabella 2-4

presente nel FEMA 273, il massimo spostamento di interpiano associato al SLC (stato limite di prevenzione del collasso) per edifici bassi in calcestruzzo è definito al 4%.

Table 2-4 Structural Performance Levels and Damage¹—Vertical Elements				
Elements	Type	Structural Performance Levels		
		Collapse Prevention S-5	Life Safety S-3	Immediate Occupancy S-1
Concrete Frames	Primary	Extensive cracking and hinge formation in ductile elements. Limited cracking and/or splice failure in some nonductile columns. Severe damage in short columns.	Extensive damage to beams. Spalling of cover and shear cracking (< 1/8" width) for ductile columns. Minor spalling in nonductile columns. Joint cracks < 1/8" wide.	Minor hairline cracking. Limited yielding possible at a few locations. No crushing (strains below 0.003).
	Secondary	Extensive spalling in columns (limited shortening) and beams. Severe joint damage. Some reinforcing buckled.	Extensive cracking and hinge formation in ductile elements. Limited cracking and/or splice failure in some nonductile columns. Severe damage in short columns.	Minor spalling in a few places in ductile columns and beams. Flexural cracking in beams and columns. Shear cracking in joints < 1/16" width.
	Drift ²	4% transient or permanent	2% transient; 1% permanent	1% transient; negligible permanent

Per ogni serie di accelerogrammi è stata valutata la risposta dinamica dell'edificio (in termini di spostamento medio massimo di interpiano) e confrontata con lo spostamento di interpiano rappresentativo dello stato limite di prevenzione del collasso (4%). Se lo spostamento di interpiano calcolato risulta essere minore del 4%, è necessario scalare lo spettro e scegliere nuovi accelerogrammi compatibili con lo spettro scalato. Tale procedura viene ripetuta fin quando la media tra i valori massimi di spostamento di interpiano per tutti e sette gli accelerogrammi raggiunge il 4%: in corrispondenza di tale iterazione, viene identificato il valore di accelerazione spettrale, riferita al periodo della struttura, sullo spettro scalato correttamente (che permette di arrivare al 4% di 'drift'). In Figura 77 sono illustrati gli spostamenti di interpiano definiti per ognuno dei sette accelerogrammi.

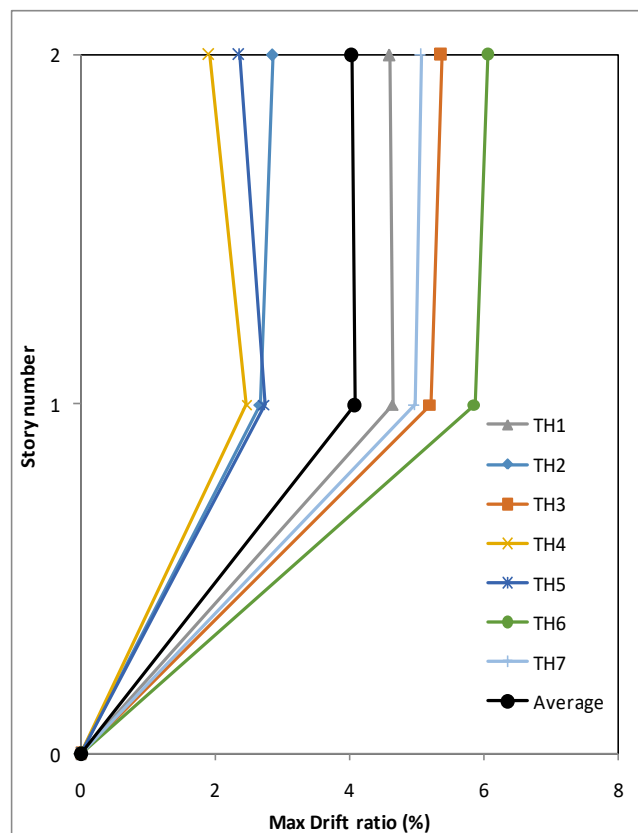


Figura 77. Spostamento di interpiano in percentuale

La massima capacità dell'edificio viene identificata con l'accelerazione dello spettro scalato correttamente (che abbia portato al 4% di *drift*) in corrispondenza del periodo della struttura. La Figura 75 e la Figura 76 mostrano l'accelerazione spettrale massima selezionata in corrispondenza del periodo della struttura pari a 0,18 s in direzione x e in direzione y: la massima capacità dell'edificio individuato in corrispondenza del periodo della struttura è pari a 0,370 g. Inoltre considerando gli spettri di progetto relativi al SLC (Figura 73), le accelerazioni calcolate in direzione x e in direzione y (come illustrato precedentemente) risultano essere $S_{a,d}=0,155$ g e $S_{a,d}=0,303$ g. Pertanto l'indice di vulnerabilità risulta essere pari a 2,38 in direzione x e 1,22 in direzione y, ben compatibile con il risultato del calcolo dell'indice di vulnerabilità mediante analisi pushover.

Tabella 27. Confronto indice di vulnerabilità per il blocco 1

	$\zeta_{E,x}$	$\zeta_{E,y}$
Analisi pushover	2,32	1,35
Analisi non lineare dinamica	2,38	1,22

5.15 Risultati per la palestra e auditorium/mensa

Dalla documentazione e dalle analisi effettuate durante i sopralluoghi in situ, è emerso che l'edificio adibito a palestra, così come quello utilizzato come teatro e mensa, è una struttura composta da muri perimetrali in cemento armato e tetto prefabbricato. La resistenza dell'edificio dovrebbe essere valutata considerando due meccanismi di collasso possibili: il collasso dei muri perimetrali ed il collasso della copertura prefabbricata. Nei prossimi paragrafi verrà esposta in dettaglio la valutazione dei meccanismi di collasso nei due casi.

5.15.1 Meccanismo di collasso dei muri perimetrali

Una prima valutazione della massima resistenza dell'edificio, relativa al meccanismo di collasso dei muri perimetrali, è stata eseguita modellando il tetto come un diaframma rigido. L'analisi *pushover* per gli edifici della palestra e della mensa sono state eseguite modellando i muri perimetrali con elementi *shell*, appositamente definiti con proprietà non lineari. Durante il sopralluogo, sono stati esaminati i danneggiamenti della struttura e, l'edificio della palestra ha mostrato la presenza di alcune barre di armatura esposte. Nel modello SAP si è tenuto conto di tali fessurazioni poiché sono state ridotte in termini di resistenza le caratteristiche degli elementi *shell*. I risultati dell'analisi *pushover* sottolineano l'enorme rigidità di tali strutture scatolari dal momento che in direzione x sono presenti due muri perimetrali in cemento armato, ognuno di lunghezza 40 m, e in direzione y altri due muri perimetrali di lunghezza 20 m (per la mensa hanno lunghezza di 20x20 m).

Dalle curve *pushover* ottenute in direzione x (Figura 78) e in direzione y (Figura 79), è possibile ricavare la resistenza massima della struttura nelle due direzioni (Tabella 28). Inoltre, l'accelerazione associata alla massima capacità di resistenza viene valutata facendo il rapporto tra la forza massima e la massa partecipante nella direzione considerata. Per calcolare l'indice di vulnerabilità è necessario fare il rapporto tra l'accelerazione massima alla quale la struttura può resistere e le accelerazioni fornite dagli spettri di progetto (relativi al SLC) opportunamente calcolati per il sito di Melzo. In Figura 73 è indicata l'accelerazione calcolata secondo normativa riguardante gli spettri di progetto relativi al SLC nelle due direzioni ed i valori corrispondenti sono $S_{a,d}=0,303$ g per entrambe le direzioni (dal momento che i muri perimetrali rappresentano tutte pareti a taglio in calcestruzzo) per la palestra e $S_{a,d}=0,282$ g per il teatro. Pertanto, gli indici di vulnerabilità in direzione x ed in direzione y vengono calcolati come il rapporto tra l'accelerazione massima sopportabile e quella di progetto valutata al SLC secondo normativa (Tabella 28).

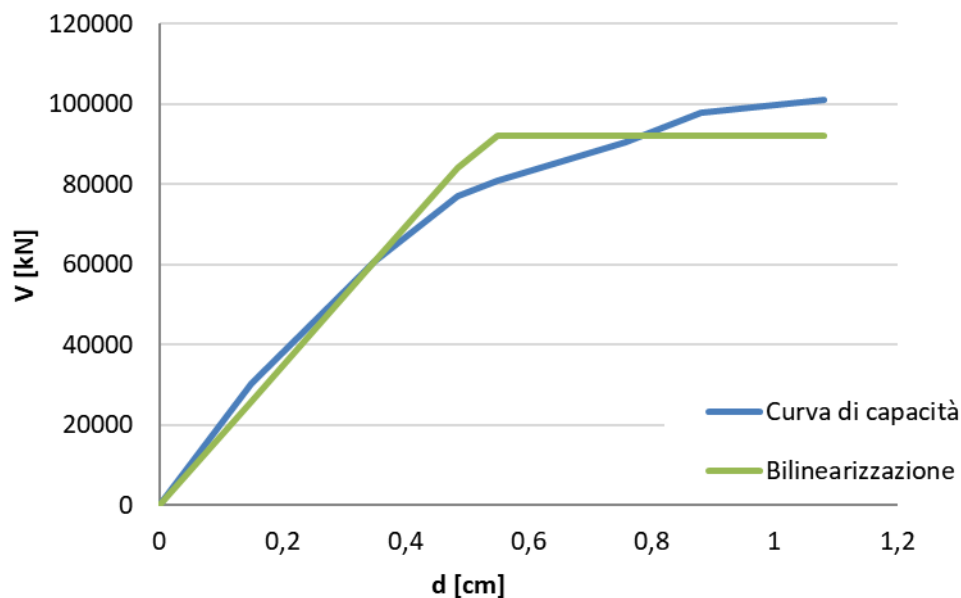


Figura 78. Curva di pushover in direzione x - palestra

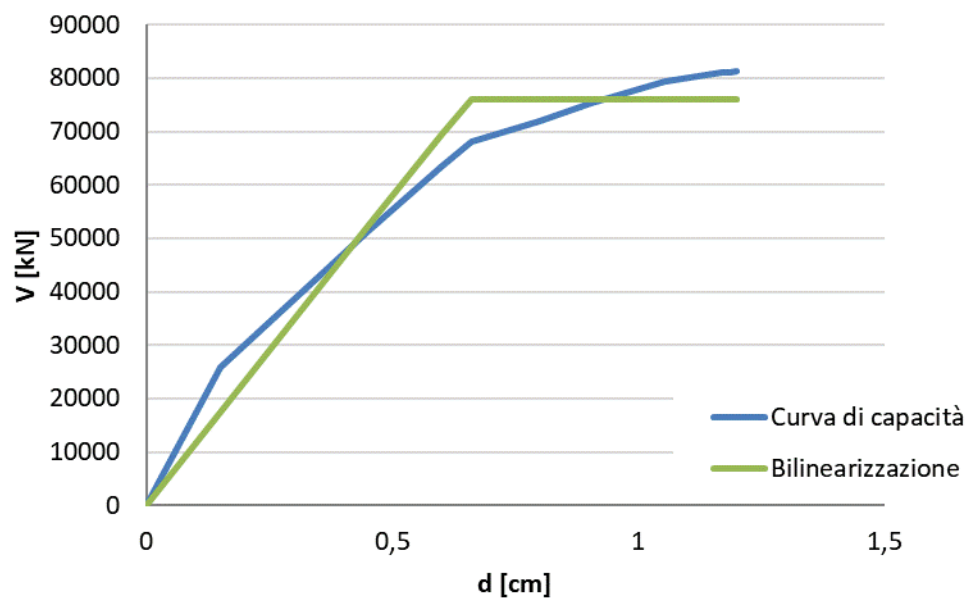


Figura 79. Curva di pushover in direzione y – palestra

Tabella 28. Indice di vulnerabilità per edificio palestra

	F_{max} [kN]	S_d [g]	ζ_E
Direzione x	92000	0,303	41,6
Direzione y	76000	0,303	33,2

Tabella 29. Indice di vulnerabilità per edificio auditorium/mensa

	F_{max} [kN]	S_d [g]	ζ_E
Direzione x	45500	0,282	14,8
Direzione y	47000	0,282	15,3

Essendo tale edificio una struttura scatolare chiusa, l'indice di vulnerabilità risulta essere molto alto analizzando solo il meccanismo di collasso dei muri perimetrali. Pertanto, è necessario eseguire ulteriori analisi che tengano conto anche del meccanismo di collasso della copertura.

Per quanto riguarda le fessurazioni rilevate sulle pareti esterne della palestra (Figura 31), è possibile effettuare alcuni interventi volti a preservare la funzionalità delle armature. Alcuni degli interventi possibili da eseguire sono:

- utilizzo della malta cementizia anticorrosiva per la protezione delle barre di armatura;
- riparazione delle fessure con resina epossidica;
- riparazione delle fessure con resina mediante sigillatura, colaggio o iniezione;
- ripristino del copriferro con malta a basso modulo.

5.15.2 Valutazione sui possibili meccanismi di collasso della copertura

Non avendo adeguate e sufficienti informazioni per modellare gli elementi che costituiscono il tetto, non è stato possibile effettuare l'analisi FE. Tuttavia considerando l'anno di costruzione della struttura (1976) e dalle informazioni disponibili presenti sul modello BIM, la copertura potrebbe essere prefabbricata con elementi secondari semplicemente appoggiati sulle travi principali (anch'esse prefabbricate ed a sezione variabile) a loro volta appoggiate sui pilastri all'interno dei muri perimetrali (Figura 80).

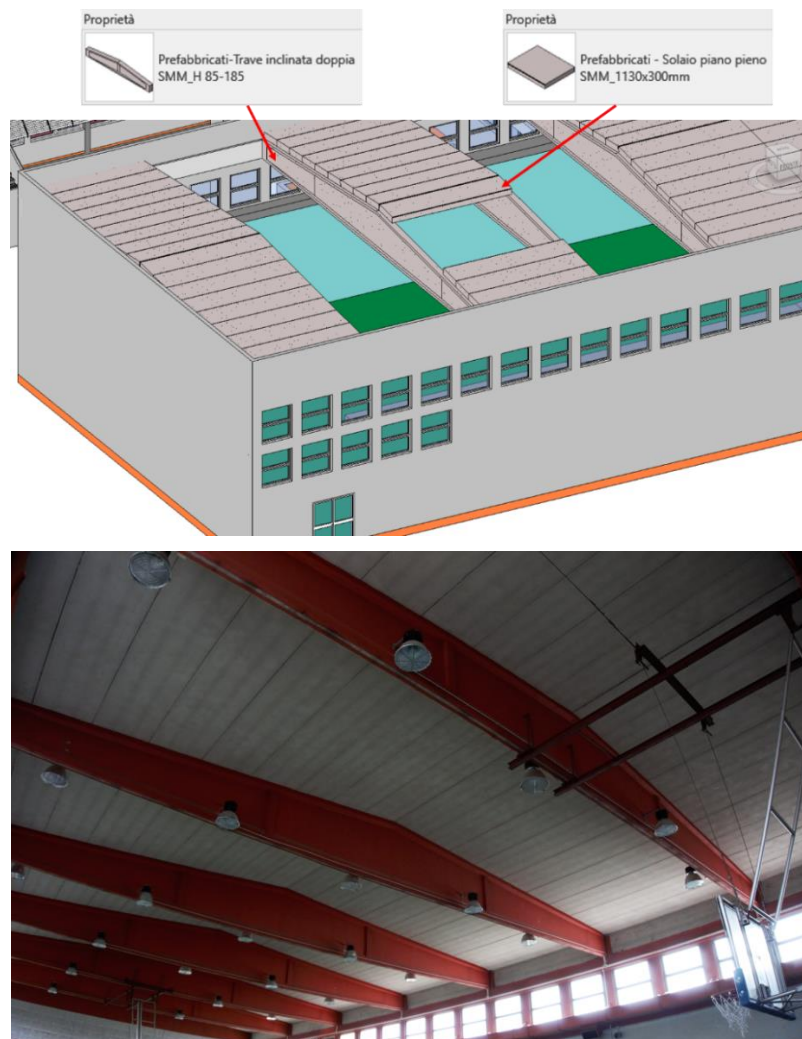


Figura 80. (a) Composizione della copertura nel BIM; (a) composizione della copertura reale

Relativamente alle coperture, i recenti sismi verificatisi in Italia, ed in particolare il sisma del 2012 avvenuto in Emilia Romagna, hanno causato una serie di collassi e di danneggiamenti attribuiti a strutture prefabbricate (Figura 81). Nel caso particolare della struttura della palestra, il collasso potrebbe essere causato da diversi fattori:

- perdita di appoggio degli elementi di copertura dalle travi principali;
- perdita di appoggio delle travi dai pilastri.



Figura 81. Perdita di appoggio della trave principale e scivolamento degli elementi di copertura, Emilia Romagna 2012 (ReLUIS and CNI, 2012)

Il collasso per instabilità laterale delle travi, invece, non potrà verificarsi poiché esiste uno strato di calcestruzzo gettato in opera (Figura 82), lungo tutto il perimetro della struttura, che è in grado di confinare tutti i pilastri rendendoli stabili e saldi tra di loro.



Calcestruzzo
gettato in opera

Figura 82. Calcestruzzo gettato in opera per muri perimetrali

Alla luce delle considerazioni fatte in precedenza, per migliorare le condizioni di sicurezza e stabilità della struttura è opportuno eseguire alcuni semplici interventi non strutturali. È necessario che tali provvedimenti non modifichino le caratteristiche dinamiche (massa, rigidezza, ecc.) dell'edificio.

Per migliorare il collegamento tra le travi principali ed i pannelli di copertura in c.a. è possibile utilizzare delle connessioni deformabili appositamente progettate e dimensionate in relazione alla massima forza prevista durante l'azione sismica. Allo scopo di creare un collegamento tra travi principali e pilastri, è possibile utilizzare delle piastre bullonate con profilo ad L. Questo tipo di connessione crea ancora una cerniera che riesce a sostenere il carico verticale (non il momento), pertanto non verrà variato lo schema statico della struttura. Le caratteristiche della piastra e dei bulloni dovranno essere opportunamente progettate considerando le forze risultanti dall'analisi dinamica.

CAPITOLO 6

Conclusioni

All'interno della nuova Normativa Tecnica sulle Costruzioni 2018, il Capitolo 8 si occupa di affrontare la valutazione delle opere esistenti e riveste un ruolo fondamentale poiché stabilisce i criteri generali per la valutarne il livello di sicurezza. Il metodo di riferimento è la valutazione della vulnerabilità sismica, che prevede la determinazione dell'entità delle azioni che la struttura è in grado di sostenere e la verifica rispetto al livello di sicurezza minimo richiesto dalla normativa.

Tale elaborato di tesi ha affrontato l'intero iter per arrivare a definire l'indice di vulnerabilità degli edifici facenti parte del complesso "P. Mascagni". Si è partiti da indagini in situ durante le quali sono state effettuate le prove sui materiali per ricavarne le caratteristiche meccaniche e si è proseguito quindi con la registrazione delle risposte dinamiche delle strutture mediante un sistema di accelerometri MEMS. Successivamente all'elaborazione dei segnali acquisiti, è stata eseguita l'identificazione dinamica dei cinque edifici con l'obiettivo di estrarre i parametri modali. Sulla base dei dati raccolti, è stato possibile costruire e calibrare i modelli ad elementi finiti delle strutture in modo da allineare la risposta in frequenza simulata (FEM) a quella ottenuta per via sperimentale. Al fine di stabilire la massima azione supportabile dalle strutture, sono state eseguite le analisi non lineari statiche (*pushover*) allo stato limite di prevenzione del collasso (SLC) sui modelli FE calibrati. Dopo aver valutato le accelerazioni di progetto al sito di Melzo all'SLC, è stato valutato l'indice di vulnerabilità secondo le NTC 2018.

È stato verificato che tutte le strutture soddisfano con ampio margine il livello minimo di sicurezza previsto per edifici di classe d'uso III (0,6), pertanto non si ritengono necessari interventi di adeguamento sismico.

Tabella 30. Indice di vulnerabilità per edifici del complesso “Mascagni”

	$\zeta_{E,x}$	$\zeta_{E,y}$
Blocco 1	2,32	1,35
Blocco 2	1,58	2,45
Blocco 3	2,42	1,56
Palestra	41,6	33,2
Auditorium/mensa	14,8	15,3

I risultati mostrati in Tabella 30 permettono di fare alcune considerazioni in merito alla resistenza delle strutture. In particolare i blocchi estremi dell’edificio ospitante le classi presentano un coefficiente di vulnerabilità sismica minore in direzione y nonostante la capacità della struttura sia maggiore in tale direzione: ciò è dovuto al fatto che i muri di taglio comportano un aumento del valore dello spettro di progetto in accelerazione. Al contrario per il blocco centrale, considerato una struttura a telaio sia in direzione x che in direzione y, il coefficiente di vulnerabilità risulta superiore in direzione y a causa della maggiore capacità della struttura in tale direzione.

Al fine di validare il processo di valutazione della massima capacità resistente della struttura, è stata effettuata un’analisi dinamica non lineare (per il solo Blocco 1) che permette di ottenere risultati più precisi rispetto all’analisi non lineare statica. Dal confronto tra gli indici di vulnerabilità è emerso che i valori sono confrontabili tra loro.

Tabella 31. Confronto indice di vulnerabilità per il blocco 1

Blocco 1	$\zeta_{E,x}$	$\zeta_{E,y}$
Analisi pushover	2,32	1,35
Analisi non lineare dinamica	2,38	1,22

Riguardo agli edifici scatolari della palestra e dell'auditorium/mensa, le analisi sono state effettuate solo sul possibile collasso dei muri perimetrali. Come ci si aspettava, l'indice di vulnerabilità di entrambi gli edifici risulta essere molto elevato (Tabella 30) per via della presenza di pareti di calcestruzzo (gettato in opera) di collegamento tra i pilastri. L'indice di vulnerabilità della palestra in direzione x risulta maggiore di quello in direzione y poiché la lunghezza dell'edificio in tale direzione è doppia (circa 40 m) rispetto alla lunghezza del fabbricato in direzione x (circa 20 m). Invece, i valori degli indici di vulnerabilità dell'auditorium/mensa sono molto simili tra loro in quanto le dimensioni delle pareti sono confrontabili tra loro.

Un possibile sviluppo del presente lavoro di tesi potrebbe riguardare lo studio degli edifici di palestra e mensa, esaminando con maggiore accuratezza, e mediante analisi non lineari dinamiche, la capacità massima di tali strutture.

Bibliografia

- ACHILLI, V., BRAGAGNOLO, D., FABRIS, M., MENIN, A. & SALEMI, G.
Metodologie geomatiche per il rilievo integrato finalizzato alla modellazione strutturale. Proceedings of the 9th National Conference ASITA, Catania, Italy, 2005. 1524.
- AL-CHAAR, G. 2002. Evaluating strength and stiffness of unreinforced masonry infill structures. ENGINEER RESEARCH AND DEVELOPMENT CENTER CHAMPAIGN IL CONSTRUCTION
- ANAGRAFE EDILIZIA SCOLASTICA, M. D. I. 2017.
- ANCI 2018. Le Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2018) e gli edifici scolastici.
- AVERSA, S., DA PORTO, F., DI PASQUALE, G., DOLCE, M., FOTI, S., GRIFFINI, L., LANZO, G., MANFREDI, G., MODENA, C. & MONACO, P. 2012. LINEE GUIDA PER MODALITÀ DI INDAGINE SULLE STRUTTURE E SUI TERRENI PER I PROGETTI DI RIPARAZIONE, MIGLIORAMENTO E RICOSTRUZIONE DI EDIFICI INAGIBILI.
- BARANI, S. & SPALLAROSSA, D. Disaggregazione della Pericolosità Sismica del Territorio Italiano.
- BENEDETTI, D. & PETRINI, V. 1984. Sulla vulnerabilità sismica di edifici in muratura, proposta di un metodo. *L'Industria delle Costruzioni*, 18, 66-78.
- BERNARDINI, A. 2000. *La vulnerabilità degli edifici: valutazione a scala nazionale della vulnerabilità sismica degli edifici ordinari*, CNR-Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti Roma, Italy.
- BRAGA, F., DOLCE, M. & LIBERATORE, D. A statistical study on damaged buildings and an ensuing review of the MSK-76 scale. Proceedings of the seventh European conference on earthquake engineering, Athens, Greece, 1982. 431-450.

- BRINCKER, R., VENTURA, C. & ANDERSEN, P. Why output-only modal testing is a desirable tool for a wide range of practical applications. Proc. Of the International Modal Analysis Conference (IMAC) XXI, paper, 2003.
- BRINCKER, R., ZHANG, L. & ANDERSEN, P. Modal identification from ambient responses using frequency domain decomposition. Proc. of the 18th International Modal Analysis Conference (IMAC), San Antonio, Texas, 2000.
- BRINCKER, R., ZHANG, L. & ANDERSEN, P. 2001. Modal identification of output-only systems using frequency domain decomposition. *Smart materials and structures*, 10, 441.
- CARLO, M. G. & RITA, G. Un approccio ibrido per la valutazione delle curve di fragilità.
- CIMELLARO, G. P. & MARASCO, S. 2015. A computer-based environment for processing and selection of seismic ground motion records: OPENSIGNAL. *Frontiers in Built Environment*, 1, 17.
- CIMELLARO, G. P., PIANTÀ, S. & DE STEFANO, A. 2011. Output-only modal identification of ancient L'Aquila city hall and civic tower. *Journal of structural engineering*, 138, 481-491.
- CIRCOLARE 2019. Circolare Esplicativa NTC 2018. *Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.*
- COLOMBINI, S. 2014. Vulnerabilità sismica di edifici esistenti in cemento armato e in muratura. *Roma: EPC Editore.*
- COSENTINO, N., MANIERI, G., BENEDETTI, A. & OECD 2004. A brief review of school typologies in Italy: specific vulnerability and possible strategies for seismic retrofitting. *Organization for Economic Co-operation and Development (OECD)(ed)." School safety and security. Keeping schools safe in earthquakes", OECD Publishing, Paris.*
- CROWLEY, H., PINHO, R. & BOMMER, J. J. 2004. A probabilistic displacement-based vulnerability assessment procedure for earthquake loss estimation. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 2, 173-219.

- DOLCE, M. Seismic safety of schools in Italy. Proceedings of the Ad Hoc expert group meeting on earthquake safety in schools, 2004. 52-63.
- DOLCE, M., MASI, A., MORONI, C., LIBERATORE, D., LATERZA, M., PONZO, F., CACOSSO, A., D’ALESSANDRO, G., FAGGELLA, M. & GIGLIOTTI, R. 2004. Valutazione della vulnerabilità sismica di edifici scolastici della Provincia di Potenza. *Atti del XI Convegno Nazionale L’Ingegneria Sismica in Italia, Genova*.
- FABBROCINO, G., RAINIERI, C. & VERDERAME, G. L’analisi dinamica sperimentale e il monitoraggio delle strutture esistenti. Proceedings of workshop su “Controllo e monitoraggio di edifici in ca: il caso-studio di Punta Perotti”(in Italian), Bari, Italy, 2007.
- FAJFAR, P. 1999. Capacity spectrum method based on inelastic demand spectra. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 28, 979-993.
- FAJFAR, P. & GAŠPERŠIČ, P. 1996. The N2 method for the seismic damage analysis of RC buildings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 25, 31-46.
- FREEMAN, S. A. 2004. Review of the development of the capacity spectrum method. *ISET Journal of Earthquake Technology*, 41, 1-13.
- FU, Z.-F. & HE, J. 2001. *Modal analysis*, Elsevier.
- GIAN PAOLO CIMELLARO, M. D., VALENTINA VILLA, ALI ZAMANI NOORI, MARIA VITTORIA PIETROPINTO, ALESSANDRO CARDONI, SEBASTIANO MARASCO 2019. Integrated BIM-based Framework for Actual and Post-earthquake Structural Assessment of Existing Buildings. *XVIII Convegno ANIDIS 2019*.
- GRANT, D., BOMMER, J., PINHO, R. & CALVI, G. 2006. Defining priorities and timescales for seismic intervention in school buildings in Italy.
- GU 1974. Legge 2 Febbraio 1974, n.64. *Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per zone sismiche*, GU, 1974 (076).
- HAZUS 2013. Hazus-MH 2.1 technical manual (FEMA). FEMA Washington, DC.

- IERVOLINO, I., FABBROCINO, G. & MANFREDI, G. Un Metodo per la Analisi di Rischio Sismico a Scala Territoriale. XI Congresso Nazionale “L’ingegneria Sismica in Italia”, Genova, 2004.
- LOMBARDO, S. 2012. Valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti in cemento armato. *Dario Flaccovio Editore, Palermo*.
- MARASCO, S. & CIMELLARO, G. 2018. A new energy-based ground motion selection and modification method limiting the dynamic response dispersion and preserving the median demand. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 16, 561-581.
- MUFTI, A. A. 2002. Structural health monitoring of innovative Canadian civil engineering structures. *Structural health monitoring*, 1, 89-103.
- NTC, C. S. L. P. C. 2018. NTC 2018. *Norme Tecniche per le Costruzioni*.
- OPCM 2003. Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274. *Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica*.
- PAPAGIANNOPOULOS, G. A. & HATZIGEORGIOU, G. D. 2011. On the use of the half-power bandwidth method to estimate damping in building structures. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 31, 1075-1079.
- PASTOR, M., BINDA, M. & HARČARIK, T. 2012. Modal assurance criterion. *Procedia Engineering*, 48, 543-548.
- RELUIS, A. & CNI, D. 2012. Linee di indirizzo per interventi locali e globali su edifici industriali monopiano non progettati con criteri antisismici. *Gruppo di Lavoro Agibilità Sismica dei Capannoni Industriali*.
- RESTREPO-VELEZ, L. F. & MAGENES, G. Simplified procedure for the seismic risk assessment of unreinforced masonry buildings. *Proceedings of the 13th world conference on earthquake engineering*, 2004.
- RODRIGUES, J. & BRINCKER, R. Application of the random decrement technique in operational modal analysis. 1st International Operational Modal Analysis Conference, 2005. Aalborg Universitet, 191-200.

- ROTA, M., PENNA, A. & STROBBIA, C. 2008. Processing Italian damage data to derive typological fragility curves. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 28, 933-947.
- UNI-EN 12504-2: 2012. *Prove sul calcestruzzo nelle strutture. Parte 2: Prove non distruttive-Determinazione dell'indice sclerometrico*.
- VINCENZO VENTURI, S. 2012. Manuale dei Controlli non Distruttivi. In: COSTRUZIONE, I. D. R. E. S. S. M. D. (ed.) *Quaderno tecnico n°3*
- WANG, J., LÜ, D., JIN, F. & ZHANG, C. 2013. Accuracy of the half-power bandwidth method with a third-order correction for estimating damping in multi-DOF systems. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 12, 33-38.
- WELCH, P. 1967. The use of fast Fourier transform for the estimation of power spectra: a method based on time averaging over short, modified periodograms. *IEEE Transactions on audio and electroacoustics*, 15, 70-73.
- WHITMAN, R. V. 1973. Damage probability matrices for prototype buildings. *Structures Publication*, 380.
- ZONNO, G. 1999. coord (1999) Rapporto finale CNR-IRRS alla Commissione Europea. Contratto ENV4-CT96-0279.

ALLEGATO A

Materiale disponibile

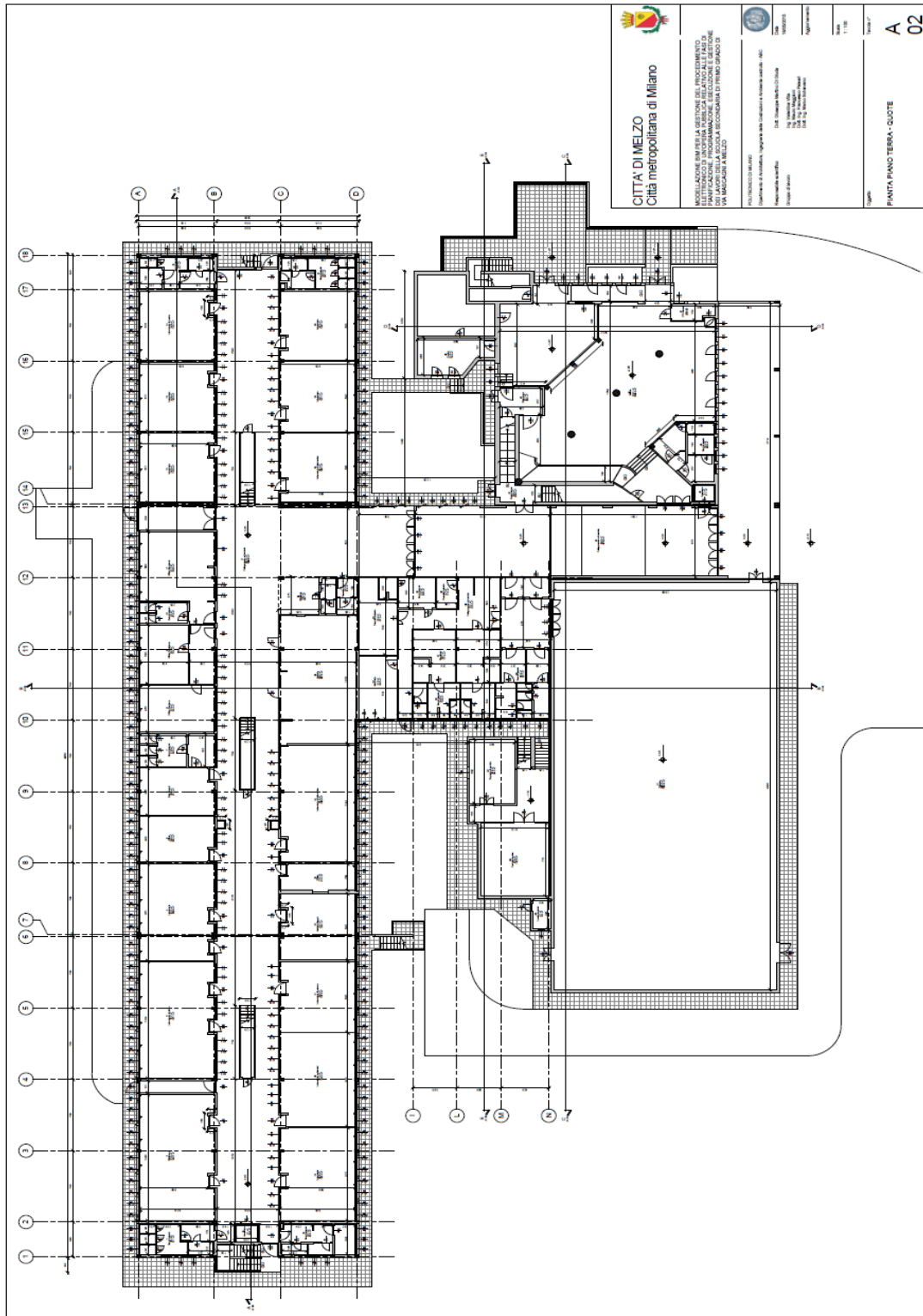


Figura 83. Pianta piano terra (BIM del Politecnico di Milano)

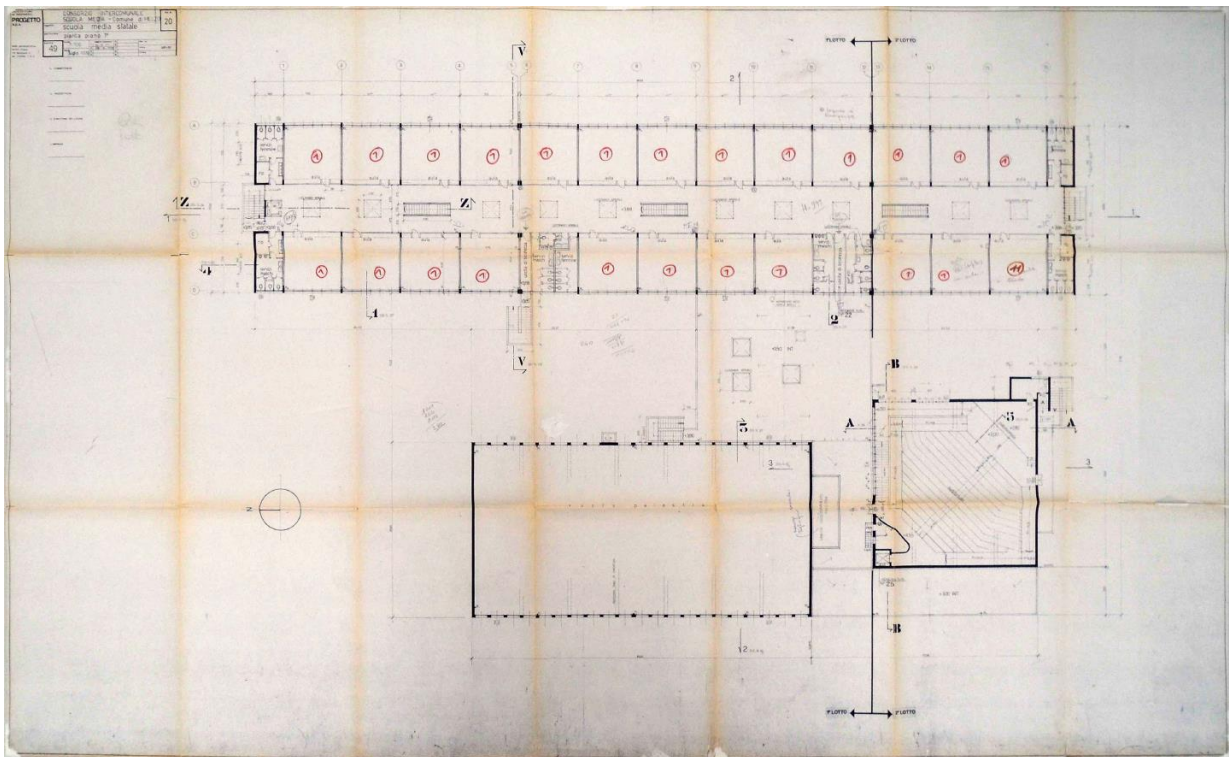


Figura 85. Pianta originale piano primo

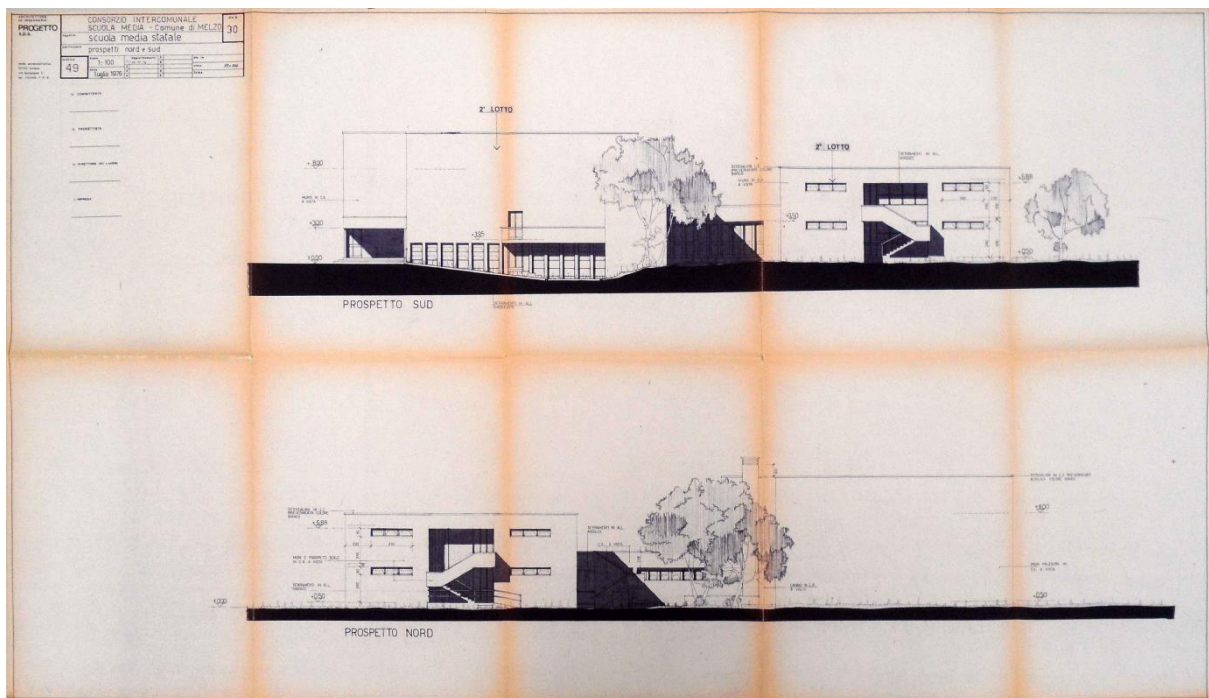


Figura 86. Prospetto originale nord-sud

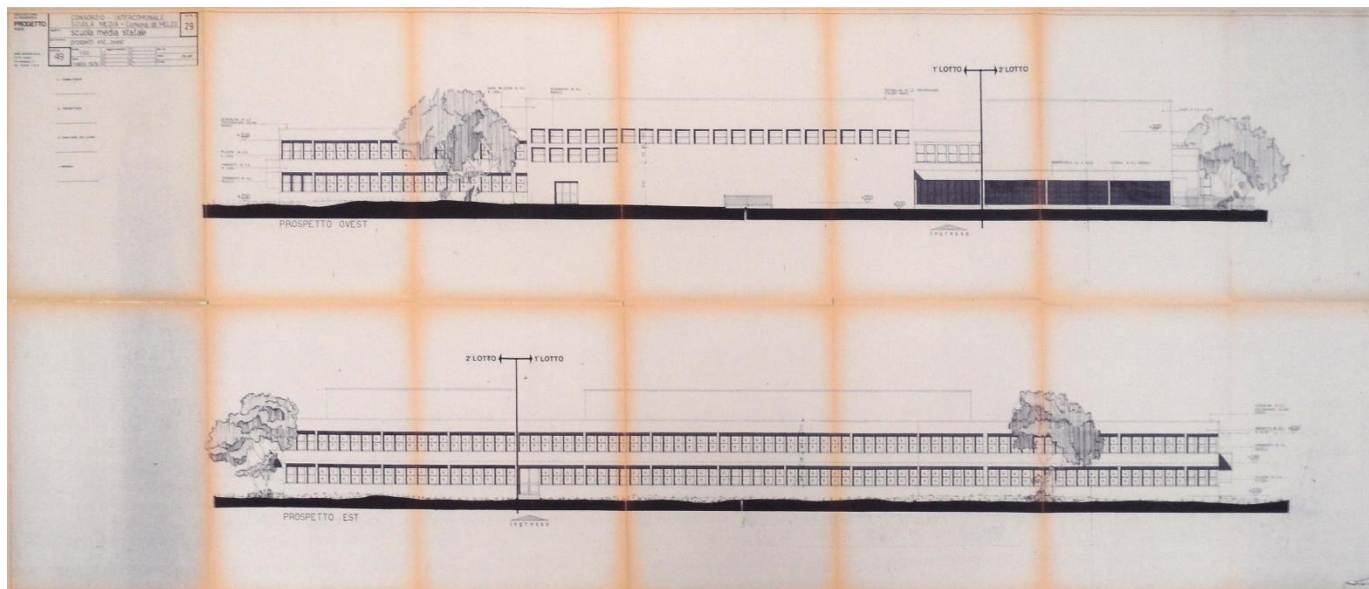


Figura 87. Prospetto originale est-ovest

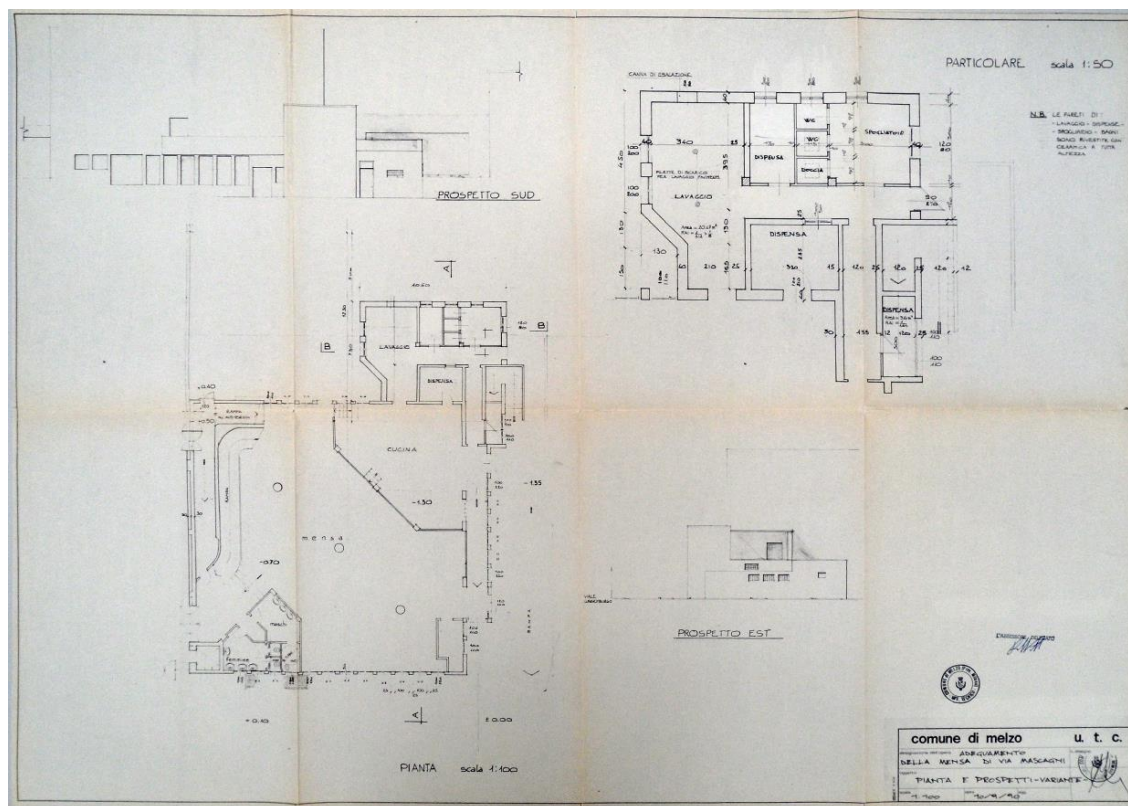


Figura 88. Pianta e prospetti originali dell'auditorium/mensa

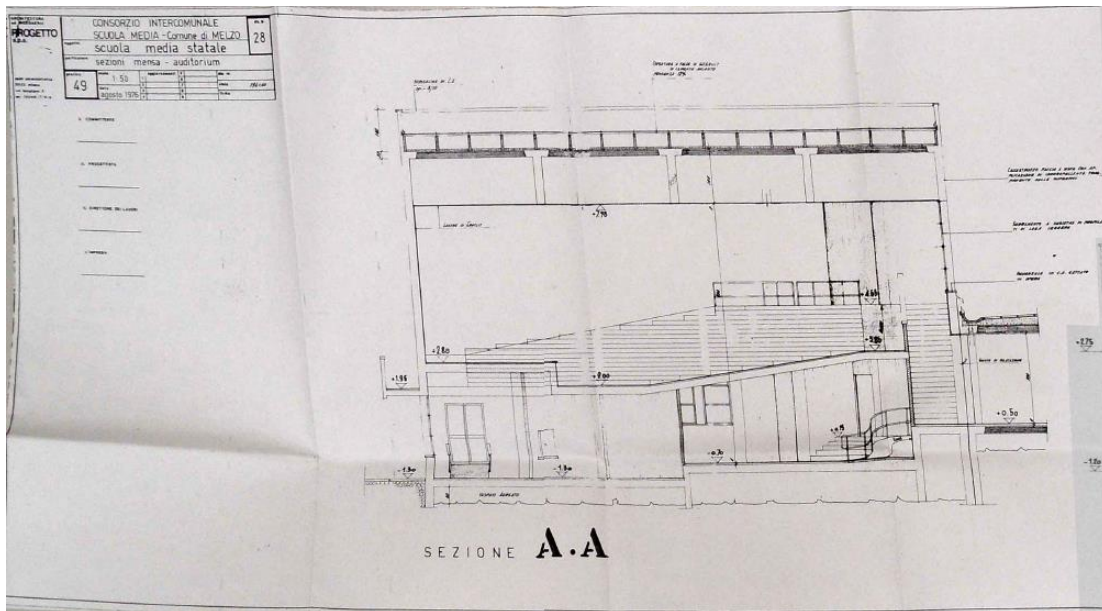


Figura 89. Sezione A-A originale auditorium/mensa

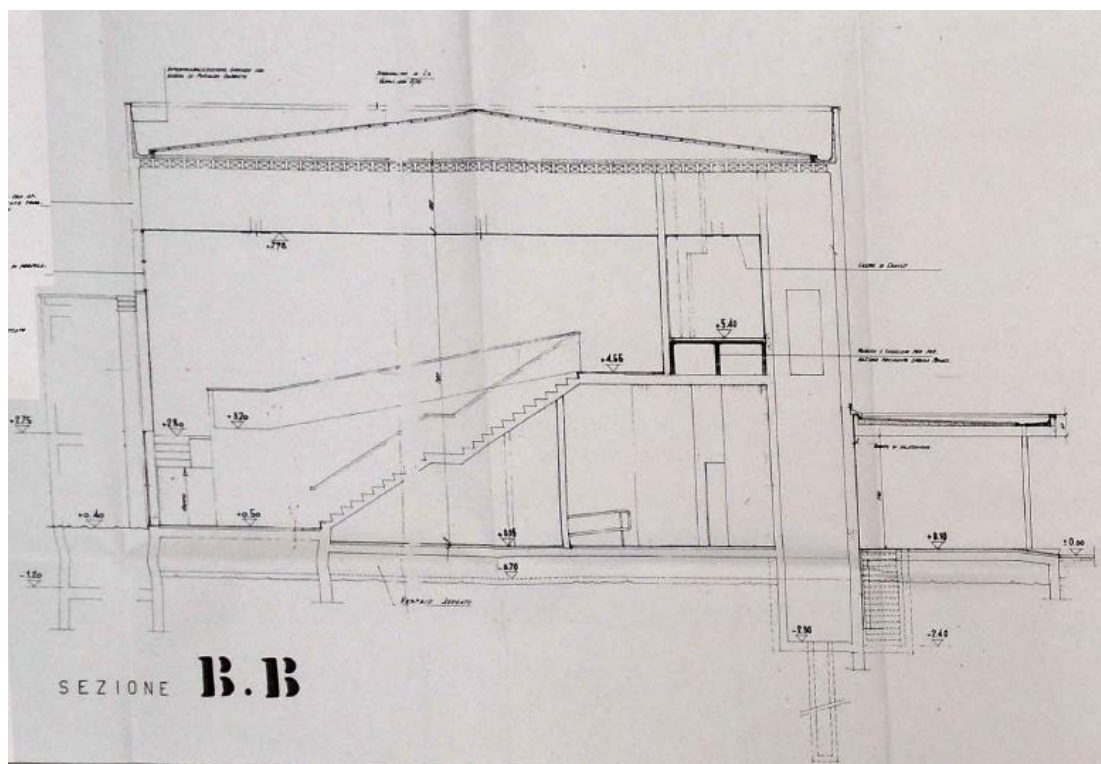


Figura 90. Sezione B-B originale auditorium/mensa

Elaborazione dei segnali, frequenze e forme modali

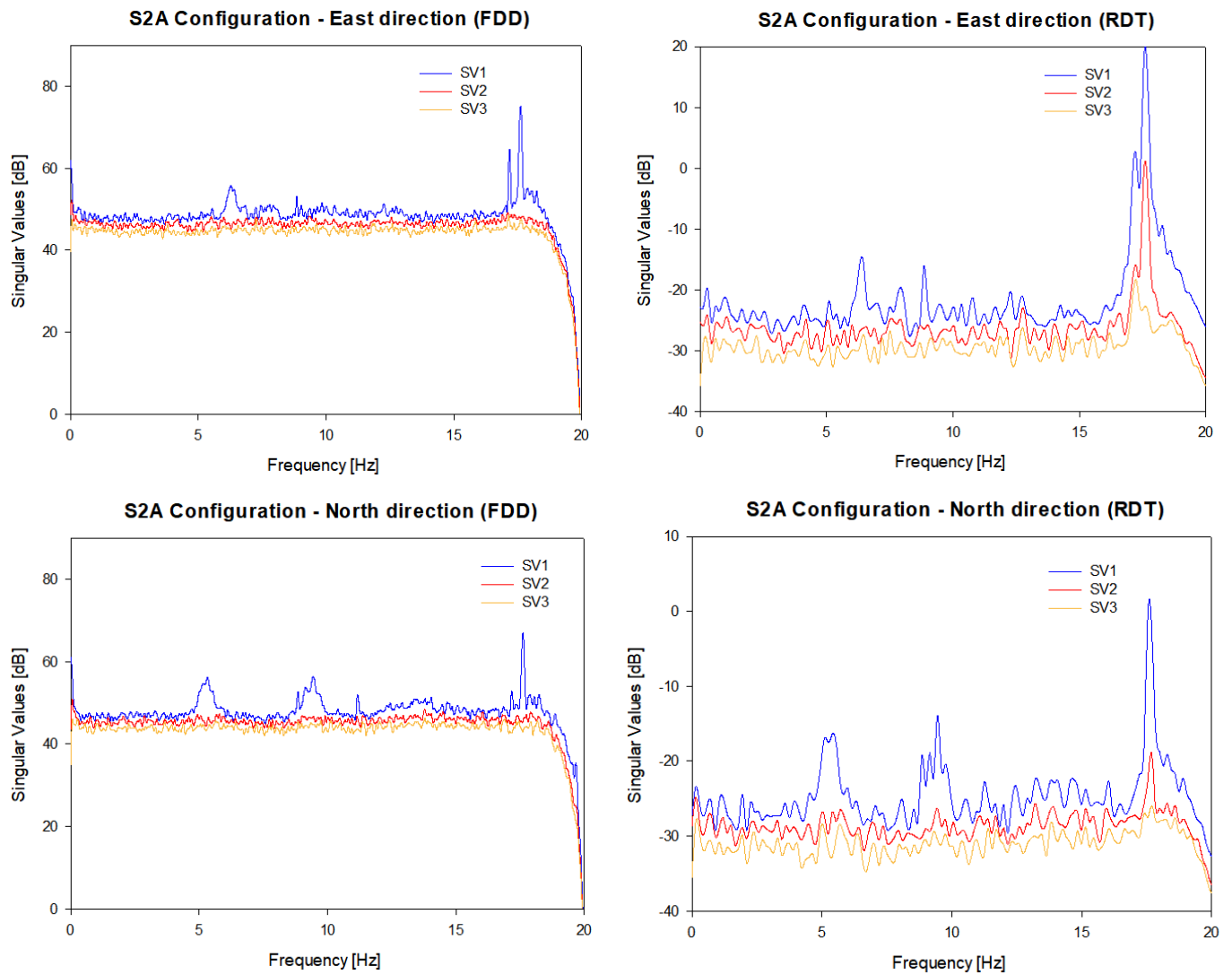


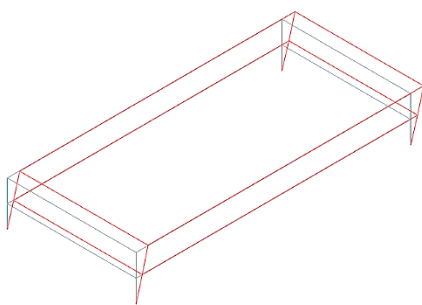
Figura 91. Segnali elaborati con FDD e RDT in direzione x e y per la configurazione S2A

Tabella 32. Frequenze a maggiore contenuto energetico per la configurazione S2A

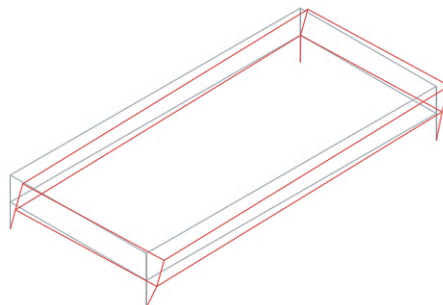
		Direzione	FDD [Hz]	RDT [Hz]	MAC
S2A (2° Blocco)	Est		6,30	6,40	0,98
			7,25	7,49	0,97
			17,60	17,54	0,99
	Nord		5,30	5,39	0,95
			7,30	7,34	0,98
			17,60	17,54	0,99

Tabella 33. Frequenze sperimentali e frequenze ottenute con FEM (2° blocco)

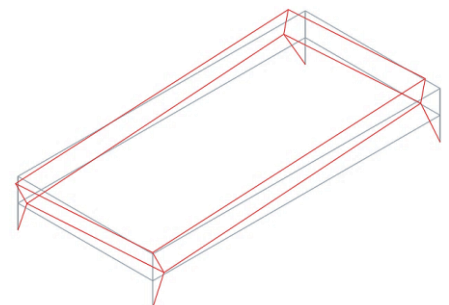
		Modi	FEM [Hz]	FDD [Hz]	RDT [Hz]	Tipo modo	Massa partecipante
S2A (2° blocco)	1° modo		5,40	5,30	5,39	Fless. nord	0,96
	2° modo		6,30	6,30	6,40	Fless. est	0,67
	3° modo		7,10	7,25	7,34	Torsionale	0,63



(a)



(b)



(c)

Figura 92. Prime tre forme modali per il blocco 2: (a) primo modo, (b) secondo modo, (c) terzo modo

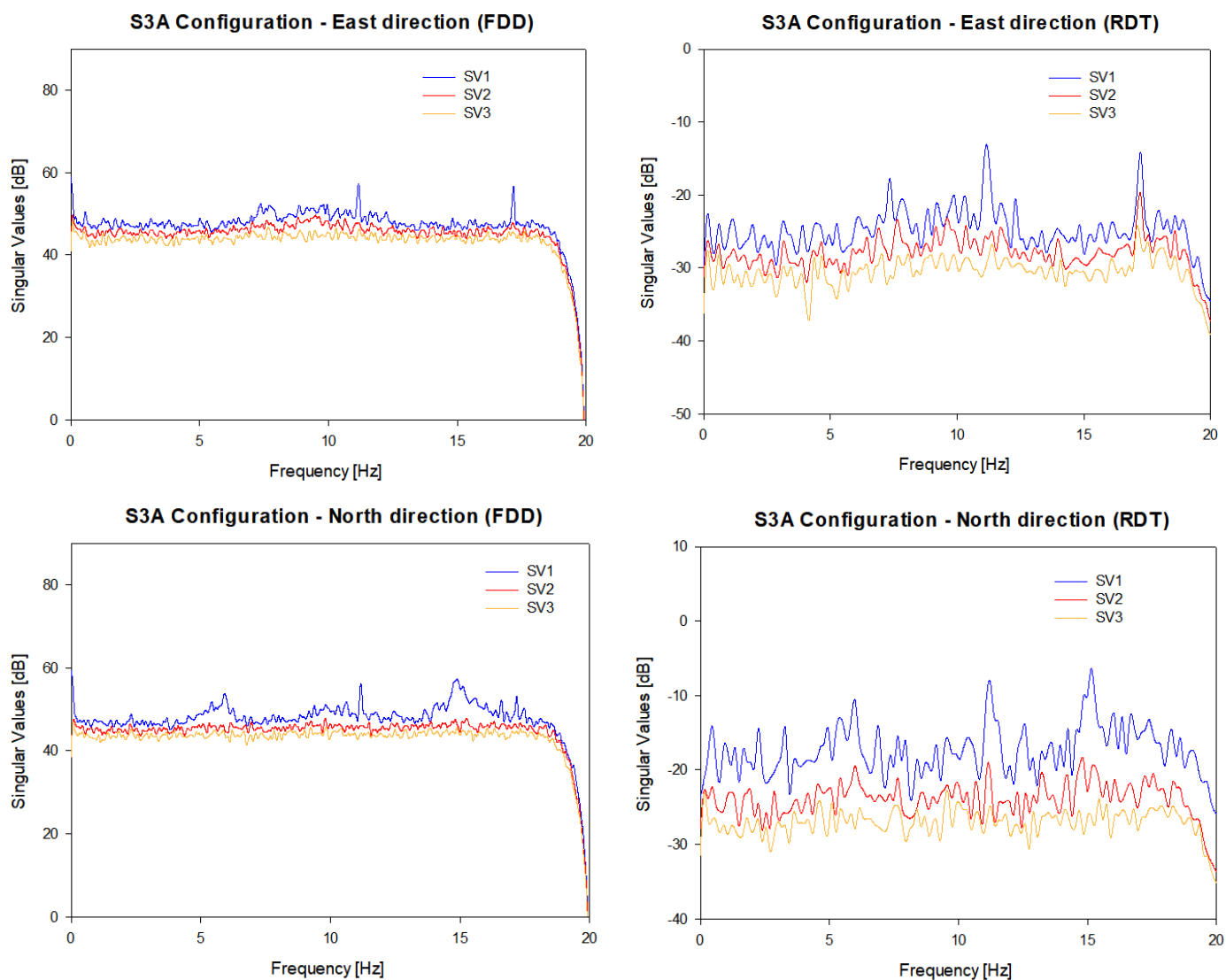


Figura 93. Segnali elaborati con FDD e RDT in direzione x e y per la configurazione S3A

Tabella 34. Frequenze a maggiore contenuto energetico per la configurazione S3A

Direzione		FDD [Hz]	RDT [Hz]	MAC
S3A (3° Blocco)	Est	7,70	7,40	0,99
		9,79	9,90	0,95
		17,18	17,20	0,97
	Nord	5,97	5,40	0,90
		11,18	11,20	0,96
		14,86	15,10	0,88

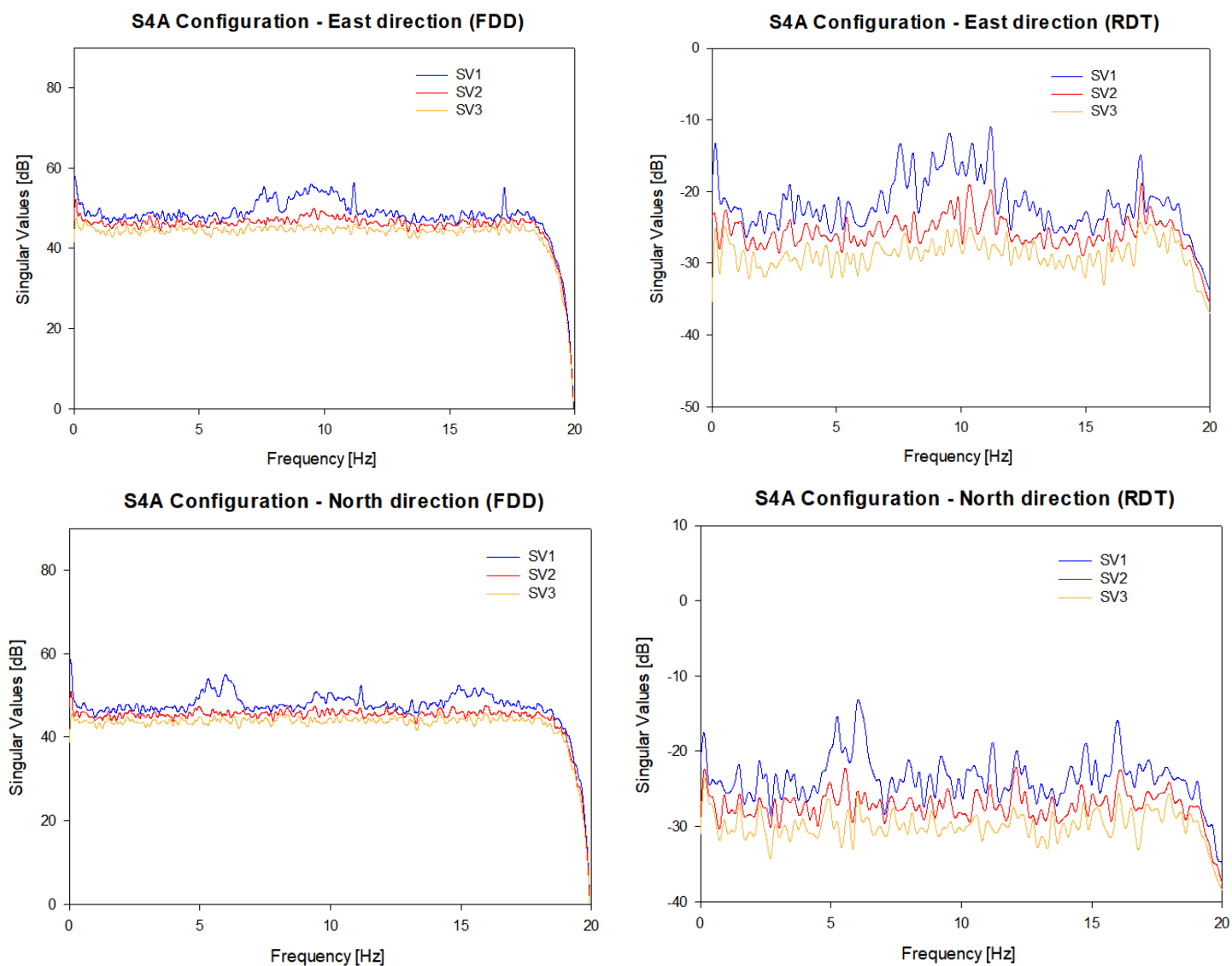


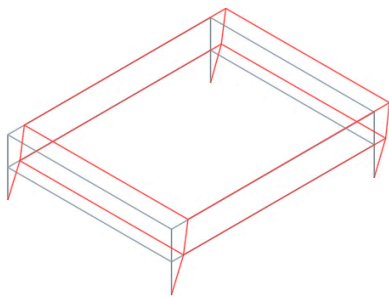
Figura 94. Segnali elaborati con FDD e RDT in direzione x e y per la configurazione S4A

Tabella 35. Frequenze a maggiore contenuto energetico per la configurazione S4A

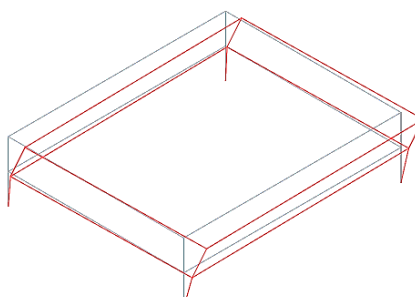
Direzione		FDD [Hz]	RDT [Hz]	MAC
S4A (3° Blocco)	Est	7,57	7,49	0,98
		9,44	9,59	0,97
		17,17	17,24	0,98
	Nord	5,32	5,24	0,99
		11,17	11,24	0,96
		14,92	16,04	0,85

Tabella 36. Frequenze sperimentali e frequenze ottenute con FEM (3° blocco)

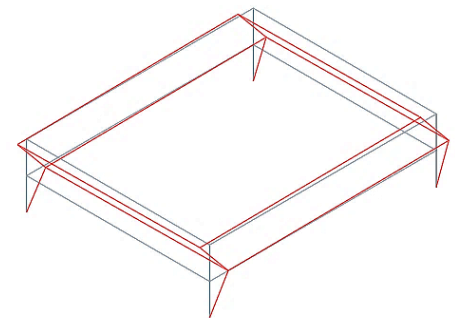
Modi		FEM [Hz]	FDD [Hz]	RDT [Hz]	Tipo modo	Massa partecipante
S3A-S4A (3° blocco)	1° modo	5,30	5,32	5,24	Fless. nord	0,94
	2° modo	7,60	7,57	7,49	Fless. est	0,54
	3° modo	11,9	11,17	11,24	Fless. nord	0,99



(a)



(b)



(c)

Figura 95. Prime tre forme modali per il blocco 3: (a) primo modo, (b) secondo modo, (c) terzo modo

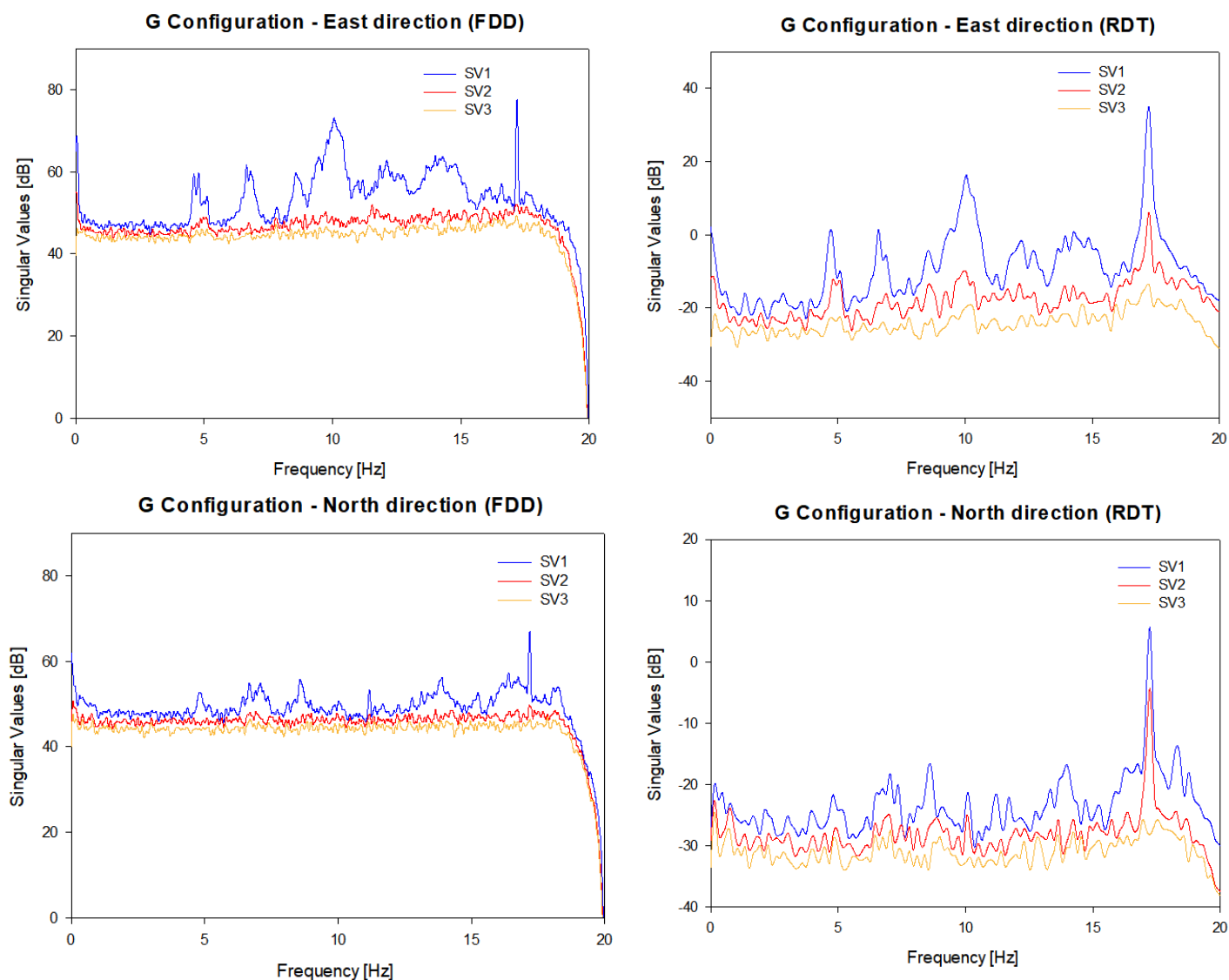


Figura 96. Segnali elaborati con FDD e RDT in direzione x e y per la configurazione

Tabella 37. Frequenze a maggiore contenuto energetico per la configurazione G

Direzione		FDD [Hz]	RDT [Hz]	MAC
G (palestra)	Est	4,60	4,64	0,98
		6,65	6,59	0,99
		10,05	10,04	0,98
	Nord	4,80	4,79	0,93
		7,10	7,10	0,98
		8,55	8,60	0,96
		10	10,04	0,87

Tabella 38. Frequenze sperimentali e frequenze ottenute con FEM (palestra)

	Modi	FEM [Hz]	FDD [Hz]	RDT [Hz]	Tipo Modo	Massa partecipante
G (palestra)	<i>1° modo</i>	4,55	4,60	4,64	Fless. est	0,55
	<i>2° modo</i>	7,27	7,10	7,10	Fless. nord	0,57
	<i>3° modo</i>	10,8	10,02	10,04	Torsionale	0,26

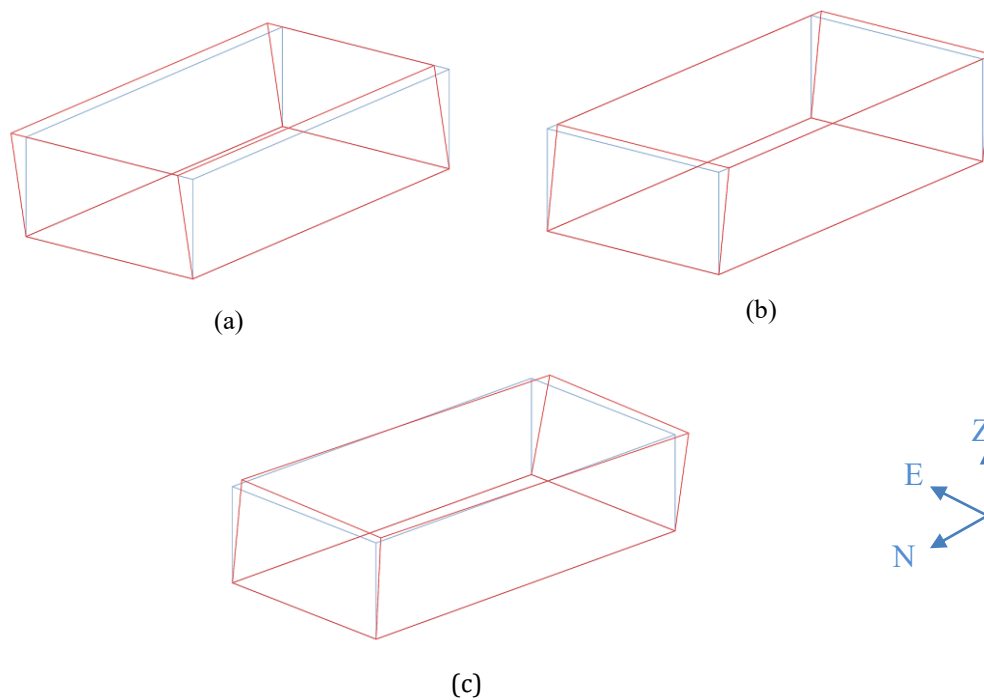


Figura 97. Prime tre forme modali per l'edificio palestra: (a) primo modo, (b) secondo modo, (c) terzo modo

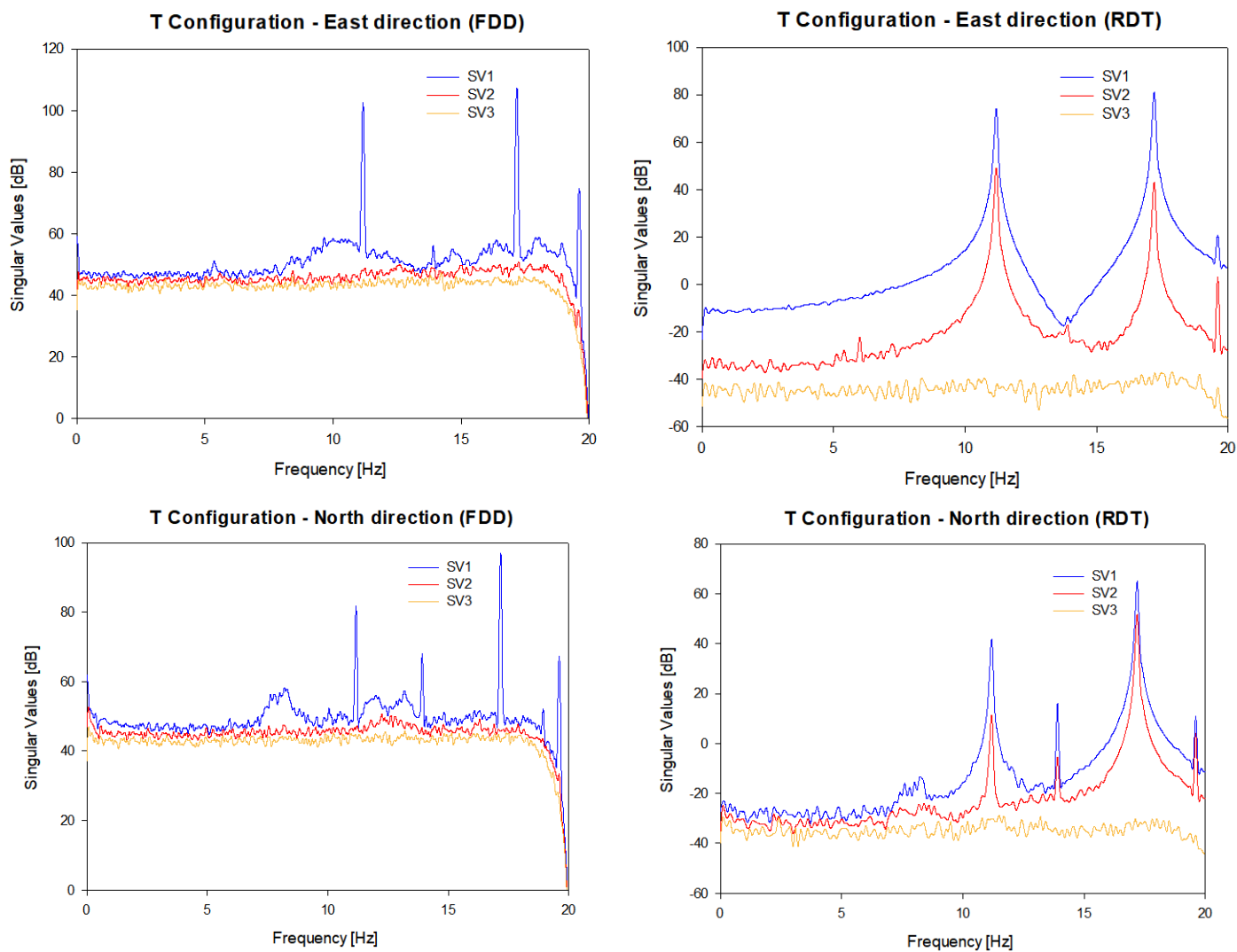


Figura 98. Segnali elaborati con FDD e RDT in direzione x e y per la configurazione T

Tabella 39. Frequenze a maggiore contenuto energetico per la configurazione T

Direzione		FDD [Hz]	RDT [Hz]	MAC
T (auditorium)	Est	11,15	11,20	0,97
		17,15	17,20	0,97
	Nord	11,15	11,20	0,96
		13,90	13,90	0,88
		17,15	17,20	0,98

Tabella 40. Frequenze sperimentali e frequenze ottenute con FEM (auditorium)

	Modi	FEM [Hz]	FDD [Hz]	RDT [Hz]	Tipo Modo	Massa partecipante
T (auditorium)	<i>1° modo</i>	11,60	11,15	11,20	Fless. nord-est	0,91
	<i>2° modo</i>	17,30	17,15	17,20	Torsionale	0,93

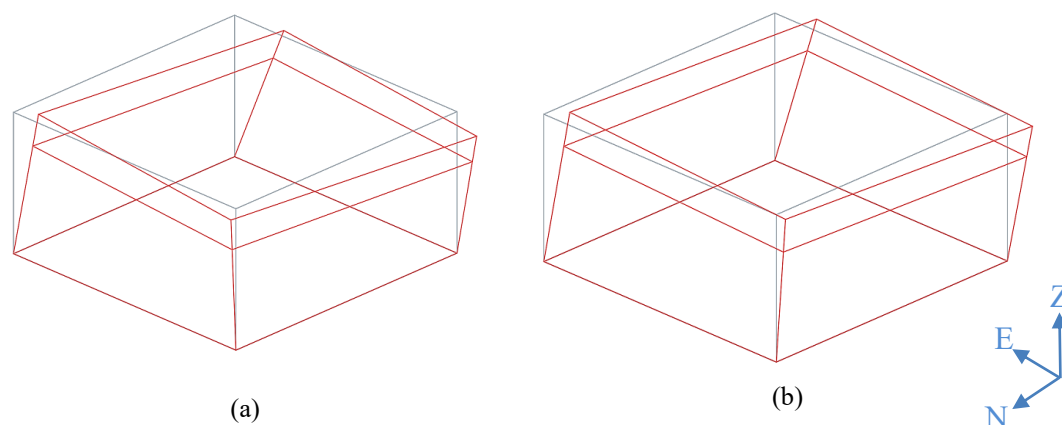


Figura 99. Forme modali per l'auditorium/mensa: (a) primo modo, (b) secondo modo

Curve di pushover

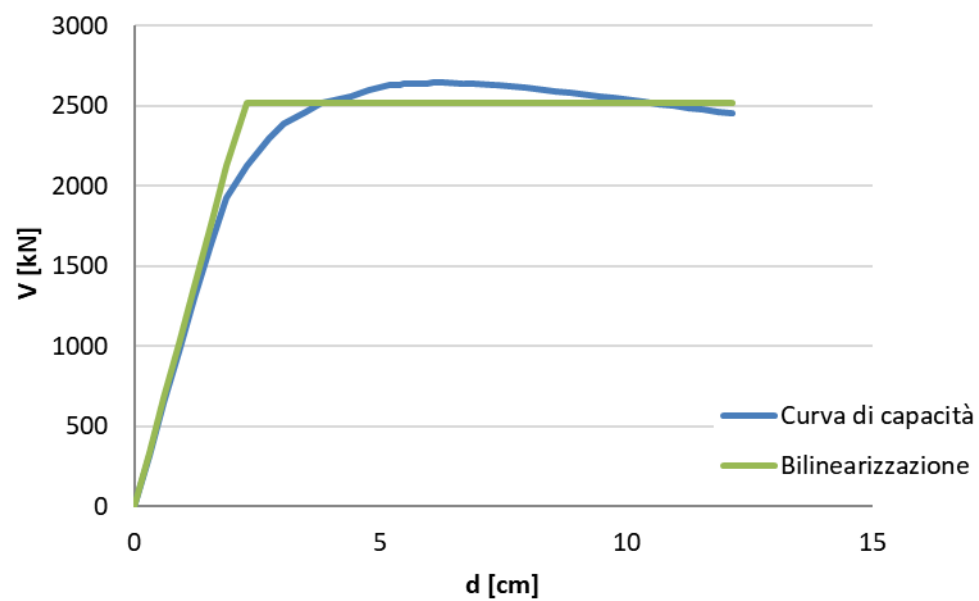


Figura 100. Curva di pushover in direzione x - blocco 2

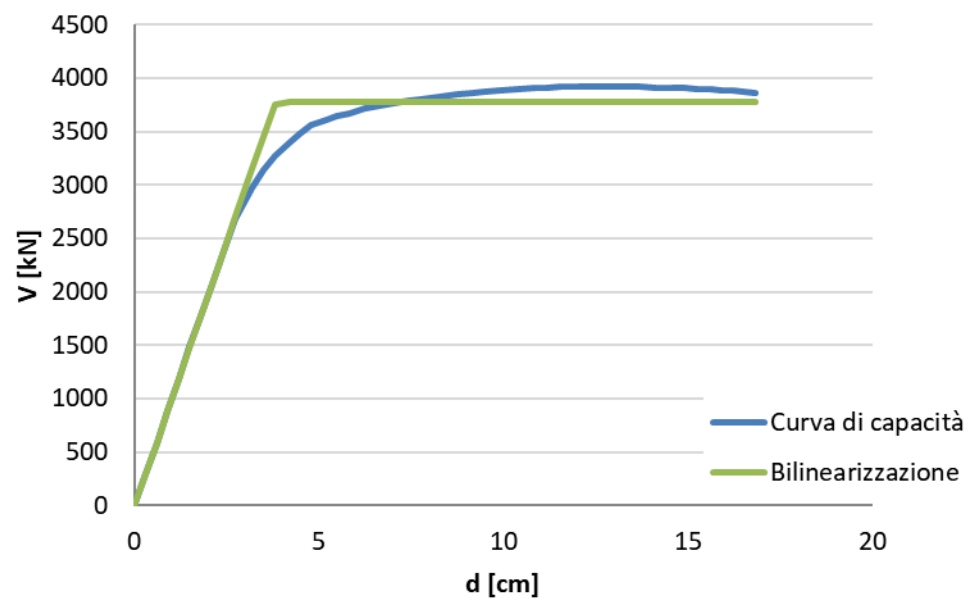


Figura 101. Curva di pushover in direzione y - blocco 2

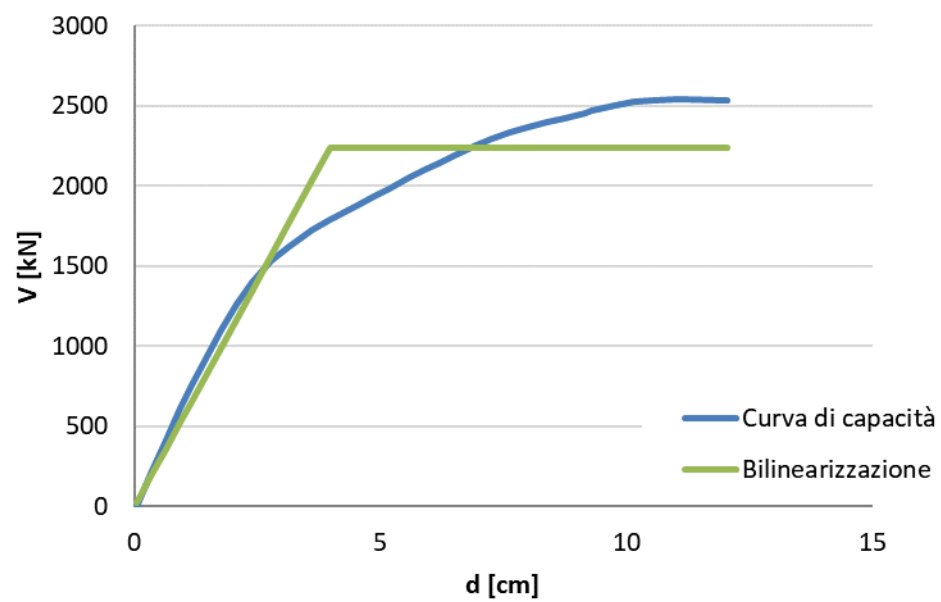


Figura 102. Curva di pushover in direzione x - blocco 3

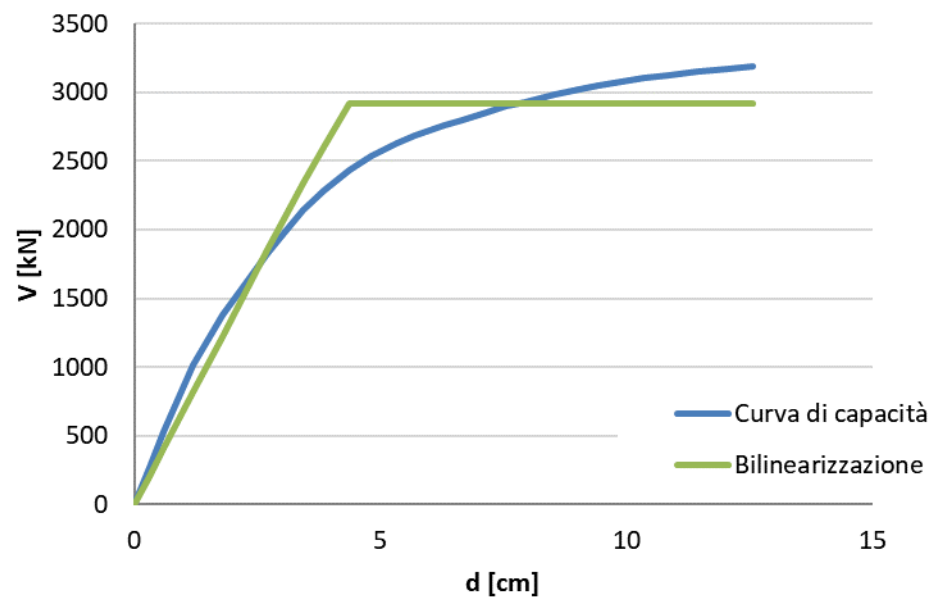


Figura 103. Curva di pushover in direzione y - blocco 3

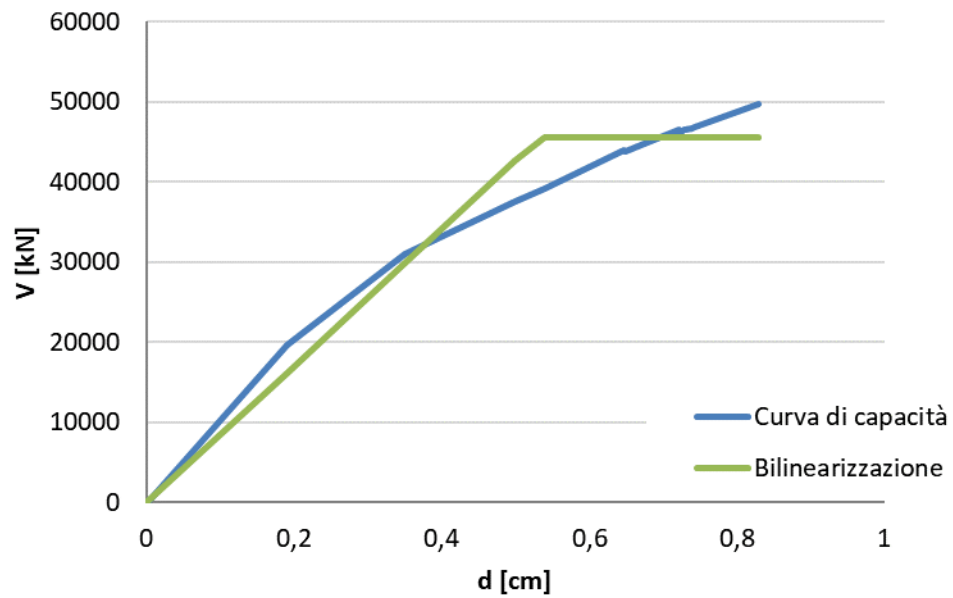


Figura 104. Curva di pushover in direzione x - auditorium

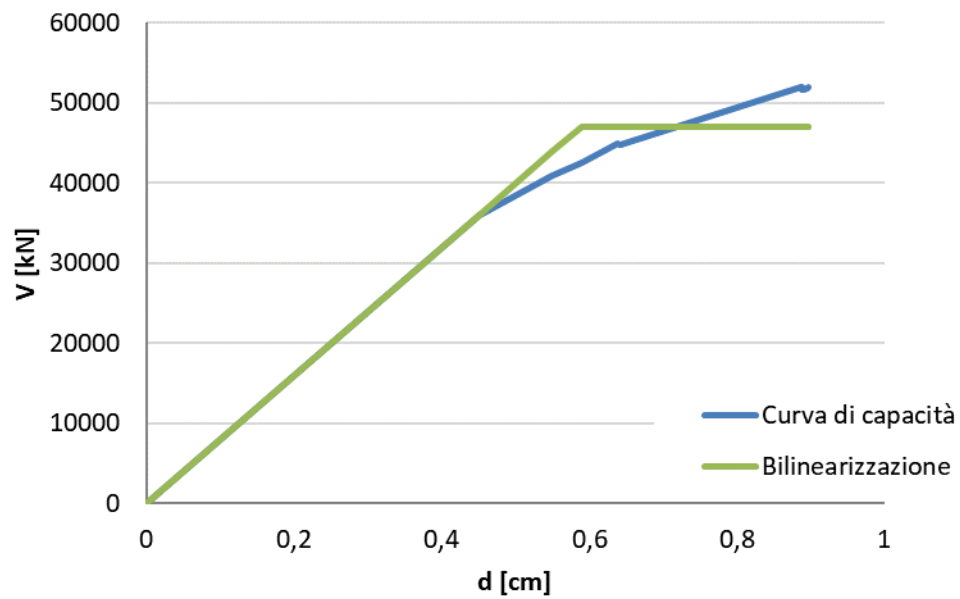


Figura 105. Curva di pushover in direzione y - auditorium